

Niina Jaatinen

Vesitiiviiden betonirakenteiden suunnittelun vaatimukset

Metropolia Ammattikorkeakoulu

Insinööri (AMK)

Rakennustekniikan koulutusohjelma

Insinöörityö

1.5.2013

Tekijä(t) Otsikko	Niina Jaatinen Vesitiiviiden betonirakenteiden suunnittelun vaatimukset
Sivumäärä Aika	67 sivua 1.5.2013
Tutkinto	insinööri (AMK)
Koulutusohjelma	Rakennustekniikan koulutusohjelma
Suuntautumisvaihtoehto	Rakennetekniikka
Ohjaaja(t)	DI Hannu Uusitalo Lehtori Jouni Kalliomäki
<p>Insinööriytyön tavoitteena oli selvittää mille vaatimuksille rakennesuunnittelija mitoitaa vesitiiviin betonirakenteen. Vaatimuksia selvitettiin deskriptiivisellä kirjallisuustutkimuksella perehtymällä asiaa käsittelevään riittävän suureen lähdeaineistoon.</p> <p>Vesitiiviiden betonirakenteiden käyttö lisääntyy koko ajan. Suunnittelu on haasteellista ja vaatii suunnittelijalta asiantuntemusta betonin materiaaliominaisuuksista, betonia rasittavista olosuhteista sekä teräsbetonirakenteiden ominaisuuksista niiden koko käyttöiän ajalta. Vesitiiviit betonirakenteet ovat kalliita sekä rakentaa että materiaalikustannuksiltaan. Vesitiiveysvaatimuksen täyttyminen vaatii enemmän raudoitusta kuin lujuusopillisesti rakenne vaatisi. Saumoilla voidaan vähentää raudoituksen tarvetta, mutta saumojen käytössä on omat haasteensa. Saumojen teko on työteknisesti haastavaa ja epäonnistuessaan ne ovat itse potentiaalinen ja vaikeasti korjattava vuotokohta.</p> <p>Vesitiiviyden kannalta keskeisimpänä ilmiönä on betonirakenteen halkeilu. Halkeilu johtuu monista syistä, joista merkittävimpiä ovat sisäisten pakkovoimien aiheuttamat muodonmuutokset ja niiden estäminen. Halkeamaleveyden rajoittamisella voidaan hallita rakenteen vedenpitävyyttä. Halkeamaleveyttä rajoitetaan yleensä raudoittamalla.</p> <p>Vesitiiviiden betonirakenteiden mitoitus alkaa heti ensimmäisestä tapaamisesta asiakkaan kanssa. Tilaajan tarpeiden selvittäminen käynnistää suunnitteluprosessin. Asiakkaalla voi olla vaatimuksia tiiviysluokan ja rakenteen vuodon suhteen. Suunnittelija päättää rakennemallin, valitsee mitoitusmenetelmän sekä tarkistaa rakenteen toimivuuden halkeilun ja muodonmuutosten suhteen.</p> <p>Insinööriytyössä kuvattiin erilaisia ilmiöitä ja teorioita, jotka vaikuttavat vesitiiviin rakenteen toimivuuteen. Lähdeaineiston laajuudesta huolimatta tutkimus ei löytänyt, eikä sen pohjalta syntynyt, kattavaa ohjeistusta vaatimuksille. Pohdintoja pohjustamaan syntyi Suunnitteluprosessin kulku -luetelma, joka esittelee pääpiirteissään vesitiiviyden kannalta huomioitavia seikkoja. Suunnittelija voi käyttää luettelmaa pohjana vesitiiviiden betonirakenteiden suunnitteluprosessissa.</p>	
Avainsanat	vesitiivit betonirakenteet, suunnitteluvaatimukset, eurokoodit, halkeamaleveyden laskenta, tiiviysluokat

Author(s) Title	Niina Jaatinen Rules for water-retaining concrete structures
Number of Pages Date	67 pages 1 May 2013
Degree	Bachelor of Engineering
Degree Programme	Civil Engineering
Specialisation option	Structural Engineerig
Instructor(s)	Hannu Uusitalo, M.Sc. Jouni Kalliomäki, Senior Lecturer
<p>The research problem for this thesis was to describe conditions of concrete structure needs to fulfill sufficient water tightness and to find suitable design solutions. Method of research was literature based research methodology dealing with an adequate enough source material.</p> <p>The use of watertight concrete structures is increasing all the time. The design is challenging and requires expertise in material and structural properties of the concrete. Water-retaining structures are expensive because of the amount of material and labor. In normal structures the most critical aspect of design is generally the ultimate limit state and strength, whereas for structures designed to retain liquids it is essential to restrict the width of cracks in concrete. Cracking occurs due to many reasons, in which one of the most important are internal forces caused by the deformation and restraint. The provision of reinforcement is to satisfy the serviceability limit state of cracking, that may control the design and exceed the required for strength.</p> <p>Joints reduce the amount of reinforcement but challenges are always there to face such as difficulties in construction and techniques of preparation. It is the responsibility of the designer to decide position, number of joints and amount of reinforcement to resist adequate cracking.</p> <p>The design process starts from the very first meeting with the client who may have presumptions and requirements for the use and appearance of space. Established needs of client form basis for design. There is a need for up-to-date guidance for how to design with safety and economically. Defining design methods and process is in substantial role achieving cost-effective and safe functioning concrete structures. Water tightness is conditioned by decisions of design engineer when designing the water-retaining structures.</p> <p>In attempt to investigate factors which may account for achieving water tightness in concrete structures, this study may raise more questions than it answered. Regardless of the wide source material it was not possible to compile extensive guidance for design. Achieving economy and safe functionality in design and construction requires further research, such as computing and analyzing accurate case studies.</p>	
Keywords	water-retaining structures, cracking, eurocodes, calculation

Sisälllys

Lyhenteet

1	Johdanto	1
1.1	Yleistä	1
1.2	Tavoitteet	1
1.3	Tutkimuksen rajaukset	1
2	Teoriatausta	2
2.1	Keskeiset standardit, määräykset ja ohjeet	2
2.2	Aikaisemmat tutkimukset	3
3	Menetelmät	4
3.1	Tutkimusmenetelmät ja -aineisto	4
3.2	Tutkimuksen luotettavuudesta	4
4	Vesitiivis betonirakenne	5
4.1	Vesitiivis betoni	5
4.2	Rasitusluokat	7
4.3	Tiiviysluokat	9
5	Kuormitukset	11
5.1	Ulkoiset kuormat	11
5.1.1	Maanpaine	11
5.1.2	Vedenpaine	11
5.2	Pakkovoimat	12
5.2.1	Lämpötilan vaikutus betonin ominaisuuksiin	13
5.2.2	Plastinen kutistuminen	14
5.2.3	Kuivumiskutistuminen	15
6	Säilyvyys ja raudoituksen betonipeite	16
7	Jännitysten rajoittaminen	17
8	Halkeilu ja halkeilun rajoittaminen	19

8.1	Halkeamien itsetiivistyminen	23
8.2	Mikrohalkeamat	25
8.3	Halkeamaleveyden arvo laskemalla	25
8.4	Halkeilun rajoittaminen ilman suoraa laskentaa	30
8.4.1	Vähimmäisraudoitusala	30
8.4.2	Suurin tankokoko	33
8.4.3	Suurin tankojako	36
8.5	Halkeilun rajoittaminen tiiviysluokkien mukaan laskettaessa	36
8.5.1	Tiiviysluokka 0	37
8.5.2	Tiiviysluokka 1	37
8.5.3	Tiiviysluokka 2	38
8.5.4	Tiiviysluokka 3	39
8.6	Pakkovoimien aiheuttamien halkeamaleveyksien laskenta	39
8.6.1	Halkeilun minimointi	39
8.6.2	Muodonmuutosten ja jännitysten laskenta	40
8.6.3	Pakkovoimatilan määrittäminen	41
8.6.4	Halkeamaleveyksien laskenta	44
8.6.5	Liike on rajoitettu päistä	45
8.6.6	Liike on rajoitettu yhdeltä sivulta	46
9	Saumat	47
9.1	Saumatyypit	49
9.1.1	Työsaumat	49
9.1.2	Liikuntasaumet	54
9.2	Massiiviset betonirakenteet	58
10	Vesitiiviin betonirakenteen mitoituksen vaatimukset	59
11	Johtopäätökset ja yhteenveto	62
	Lähteet	65

1 Johdanto

1.1 Yleistä

Rakentamismääräyskokoelman osa A2 luokittaa vedenpaineen kuormittamat rakenteet korkeimpaan AA-vaatimusluokkaan. Luokitusta annettaessa on päädytty siihen, että vedenpitävien rakenteiden tekeminen on erityisen vaativaa sekä suunnittelun että rakentamisen suhteen. Vedenpaineen kuormittamat rakenteet yleistyvät jatkuvasti ja pohjavedenpinnan alapuolelle rakennetaan yhä useammin. Vesi on paitsi kuorma, joka rasittaa rakennetta, myös kemiallisilta ominaisuuksiltaan haitallinen aine betonin ja raudoituksen säilyvyyden kannalta, ja asettaa siten vaatimuksia rakenteiden betonille, rakenteen suunnittelulle ja toteutukselle. [25.]

Haasteellisuutta lisää, että betonirakenteiden vesitiiveyden saavuttaminen vaatii rakenteelta enemmän kuin pelkkää lujuusopillisten vaatimusten täyttämistä. Esimerkiksi vesitiiveyteen ratkaisevasti vaikuttavaa halkeilua hallitaan raudoituksella, ja usein halkeaman hallinta vaatii enemmän raudoitusta kuin rakenne muuten vaatisi. Raudoituksen mitoituksen optimointi johtaa iteraatiotehtävään, jossa yritetään löytää sopiva raudoitus ja rajoittaa samalla halkeamat mahdollisimman pieniksi. Lisäksi mahdollisuus käyttää saumoja ja siten vähentää raudoituksen määrää ja hallita halkeamien syntymistä tuo yhden lisämuuttujan tähän iteraatiotehtävään.

1.2 Tavoitteet

Tavoitteena on selvittää mille vaatimuksille rakennesuunnittelija mitoittaa vesitiiviin betonirakenteen. Vaatimuksiin perehdytään Eurokoodien lisäksi ulkomaalaisiin standardeihin kuten ACI, BS ja DIN ja etsitään vaihtoehtoja mitoituksen lähtötiedoiksi.

1.3 Tutkimuksen rajaukset

Jännitetyt betonirakenteet eivät kuulu tutkimusalueeseen, vaikka niiden käyttö vesitiiviiden rakenteiden valmistamisessa on poikkeuksetta hyvä vaihtoehto (puristetut rakenteet eivät halkeile). Myöskään betonielementtirakenteiden käyttöä ei tutkita.

Vesitiiviin rakenteen korjausrakentamisen vaatimuksia ei tutkita tässä tutkimuksessa. Tutkimus rajoittuu ratkaisuihin, joissa vesitiiviys saavutetaan paikalla valetuilla betonirakenteilla ja saumoilla. Työn toteuttamisen osalta otetaan päätasolla kantaa esimerkiksi työsaumojen valmistus- ja toteuttamistapoihin, mutta ei käydä läpi tiettyjä vesitiiveyden saavuttamisen kannalta tärkeitä toimenpiteitä, kuten jälkihoidon määräämistä ja toteuttamista. Vedenpaineen osalta keskitytään hydrostaattiseen paineeseen ja virtauksen aiheuttamat ilmiöt ja rasitukset rajataan pois tästä tutkimuksesta.

2 Teoriatausta

2.1 Keskeiset standardit, määräykset ja ohjeet

Suomen rakentamismääräyskokoelman osat:

- A2 Rakennuksen suunnittelijat ja suunnitelmat. Määräykset ja ohjeet 2002 (RT RakMK-21020)
- B3 Pohjarakenteet. Määräykset ja ohjeet 2004 (RT RakMK-21228)
- C2 Kosteus. Määräykset ja ohjeet 1998 (RT RakMK-21099)
- C3 Rakennusten lämmöneristys. Määräykset 2010 (RT RakMK-21402)
- D1 Kiinteistöjen vesi- ja viemärilaitteistot, Määräykset ja ohjeet 2007 (RT RakMK-21351, KH RakMK-10485, LVI RakMK-00362)

Eurokoodit:

- SFS-EN 1990: Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet
- SFS-EN 1991-1-5: Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-5: Yleiset kuormat. Lämpötilakuormat
- SFS-EN 1991-4: Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Siilojen ja säiliöiden kuormat
- SFS-EN 1992-1-1: Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt
- SFS-EN 1992-3: Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 3: Nestesäilöt ja siilot

- SFS-EN 1997-1: Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 1: Yleiset säännöt

Vedeneristystuotteiden harmonisoidut standardit, EN-standardit:

- SFS-EN 12390-8 Kovettuneen betonin testaus. Osa 8: Paineellisen veden tunkeutumasyvyys.
- SFS-EN 13111 Flexible sheets for waterproofing. Underlays for discontinuous roofing and walls. Determination of resistance to water penetration.
- SFS-EN 13859-2 Vedeneristyskermit. Aluskerrosten määritelmät ja ominaisuudet. Osa 2: Seinien aluskerrokset.
- SFS-EN 13707 Vedeneristyskermit. Bitumiset vedeneristyskermit. Määritelmät ja ominaisuudet.
- SFS-EN 14188-1 Saumanauhat ja saumaussmassat. Osa 1: Kuumana levitettävien saumaussmassojen vaatimukset
- SFS-EN 14188-1 2 Saumanauhat ja saumaussmassat. Osa 2: Kylmänä levitettävien saumaussmassojen vaatimukset.
- SFS-EN 14224 Kermieristuksen halkeamankestävyys (halkeamansilloituskyky).

Ohjejulkaisut

- RIL 107-2000 Rakennusten veden- ja kosteuseristuksen ohjeet

RT-ohjeet:

- RT 81-11000 Rakennuspohjan ja tonttialueen kuivatus
- RT 83-10955 Perustusten ja perusmuurien veden- ja kosteudeneristys
- RT 83-11032 Vedenpaineeneristys
- RT 85-10799 Bitumikermikatteet, perustietoja
- RT 66-10530, LVI 23-10222 Pumppaamot

2.2 Aikaisemmat tutkimukset

Hakala, Janne. 2011. Betonirakenteisten lattioiden vedenpitävyys ja jälkihoito. Seinäjoen ammattikorkeakoulu.

Kainulainen, Markus. 2004. Vesitiiviin teräsbetonialtaan mitoitussovellus ja mallisuunnitelma. Stadia Helsingin ammattikorkeakoulu.

3 Menetelmät

3.1 Tutkimusmenetelmät ja -aineisto

Tutkimusmenetelmänä on toteava kirjallisuustutkimus. Toteavan, eli deskriptiivisen objektiivisten tosiasioiden tutkimuksen tarkoitus on laajentaa tietämystä selvityksen aiheesta. Tähän tähtäävän kirjallisuustutkimuksen tavoitteena on kerätä kirjallisuudesta tietoja tutkimuksen kohteesta ja tarkistaa, ovatko tiedot totuudenmukaisia. Tähän käytetään lähdekritiikin metodiikkaa. Lähteet, jotka lähdekritiikin perusteella näyttävät luotettavilta, kertovat millainen ja mikä asia ilmiö tai havainto on. Tarkoituksena ei ole tehdä omaa empiiristä tutkimusta, vaan käyttää sen sijaan kirjallisuudesta löytyviä tietoja ja pohtia, miten yleispäteviä nämä tiedot ovat. Kirjallisuusselvitys on keskustelua tekstien ja tulkitsijan välillä ja raportin sisällöstä suurin osa on poimintoja ja tulkintoja muiden tekemistä kirjoituksista, näiden seulomista ja tiivistämistä, ja loppuosa on enimmäkseen tutkijan kommentteja ja arviointeja näihin. Lisäksi on käytetty haastattelututkimusmenetelmää, jolla on kerätty referenssikohteita ja niiden detajiiikkaa.

3.2 Tutkimuksen luotettavuudesta

Luotettavuutta lisäävät monipuoliset lähteet.

Luotettavuutta heikentävät omat käännökset englannin kielestä. Luotettavuutta heikentää, että tutkittavasta kohteesta ei ole vielä tarkempaa tutkittua tietoa (esim. saumavälisuositukset perustuvat käytännössä todennettuihin arvoihin, mutta tieteellinen ”järkiperäinen” todistelu puuttuu), jonka perusteella voitaisiin antaa seikkaperäinen ohjeistus suunnittelusta.

4 Vesitiivis betonirakenne

4.1 Vesitiivis betoni

Betonin vesitiiveydellä ja veden pitävyydellä tarkoitetaan betonin kykyä vastustaa veden kulkua rakenteen läpi toispuoleisen vedenpaineen vaikuttaessa. Betoni katsotaan vedenpitäväksi, jos standardin SFS-EN 12390-8 mukaisesti testattu paineellisen veden syvyys on enintään 100 mm. Betonin tiiviyteen vaikuttavat mm. massan suhteitus ja ominaisuudet, joista esimerkiksi sementtikiven tiiviys, joka taas on sitä parempi, mitä alhaisempi betonimassan vesi-sementtisuhde on. Korkea vesi-sementtisuhde jättää sementtiin ylimääräistä vettä, joka ei sitoudu hydrataatioreaktiossa. Sitoutumaton ylimääräinen vesi muodostaa betoniin ns. kapillaarihuokosia. [2; 9; 14.]

Betonissa olevat kapillaarihuokokset ovat vesitiiveyden kannalta haitallisia, koska vesi imeytyy niihin tehokkaasti kapillaarivoimien vaikutuksesta. Kapillaarihuokokset siis lisäävät betonin läpäisevyyttä. Kun vesi-sementtisuhde on pienempi kuin 0,4 ja hydrataatioaste lähenee 100 prosenttia, betoniin muodostuneet kapillaarihuokokset lähes häviävät. Vesisementtisuhteen pieneneminen arvosta 0,6 arvoon 0,4 puolittaa kapillaarihuokosten tilavuusosuuden. Teoreettisesti tarkastellen betonissa oleva kapillaariverkosto sulkeutuu vesitiiviiksi esimerkiksi betonilla, jonka vesi-sementtisuhde on 0,5 noin kuukauden iässä. Käytännössä näin ei kuitenkaan tapahdu, vaan betonissa on aina jonkin verran kapillaarihuokosia verkostoituneina. [2; 9; 14.]

Veden kapillaarista kulkeutumista ehjän kovettuneen betonin kapillaariverkostossa voidaan arvioida kaavalla:

$$t = mz^2, \quad (4.1)$$

jossa t = aika [s],
 m = vastusluku [s/m^2] ja
 z = veden kulkema matka [m].

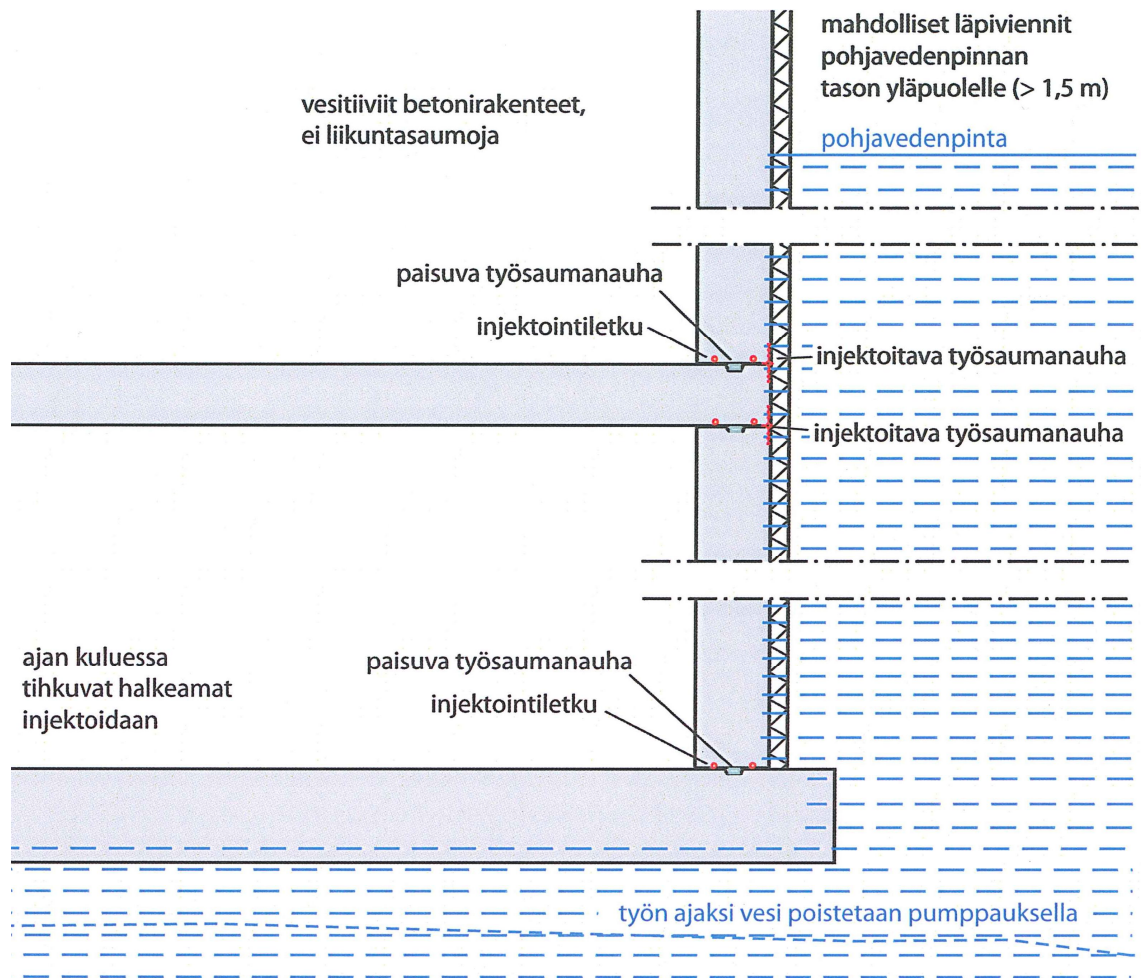
Vastuslukujen vaihteluvälit ovat suuret. Halkeilemattomalle 0,50 vesi-sementtisuhteen betonille vastuslukuna voidaan käyttää arvoa $50 \times 10^6 \text{ s/m}^2$. Esimerkkinä betonin paksuuden arvoilla esim. $z_1=50 \text{ mm}$ ja $z_2=100 \text{ mm}$ veden läpimenoajat ovat $t_1=1,5$ ja

$t_2=6$ vuorokautta. Vesivuoto voidaan havaita esimerkiksi kellarin seinässä tummentumana sisäpuolelta, ellei kosteus ole ehtinyt haihtua betonin pinnalta. [2; 9; 14.]

Vedenpaineen alaisen rakenteen tehtävänä on estää paineellisen veden tunkeutuminen tiloihin tai rakennusosiin. Lisäksi sen tulee kestää vedenpaineen aiheuttamat rasitukset suunnitellun käyttöajan ajan. Vedenpaineen alaista rakennetta kuormittavat myös muut rasitukset, kuten maanpaine, hyötykuormat, lämpö- ja muodonmuutosrasitukset, betonin kutistuma sekä muiden rakenteiden aiheuttamien sekä työaikaisten rasitusten vaikutukset. Vesitiiveyttä edellytetään vedenpitävien rakenteiden lisäksi myös betonilta, jolle on asetettu pakkasenkestävyysvaatimus, sillä riittävä vesitiiviys vähentää veden imeytymistä betoniin ja pienentää siten pakkasrasitusta. [3; 4.]

Vesitiiviin betonin valmistamisessa on tärkeää huomioida sekä käytettävä betonilaatu että valutekniikka. Vedenpitävän betonirakenteen betonin huokosrakenteen on oltava epäyhtenäinen eli huokokset eivät saa muodostaa yhtenäistä verkostoa, jota pitkin vesi voi kulkea. Valettaessa vedenpitäviä rakenteita massa on tiivistettävä huolellisesti ja vesitiiviin pystyrakenteen valun nousunopeus saa olla korkeintaan 250 mm/h. Liian suurella nousunopeudella ja liian paksuina valukerroksina valettuun pystyrakenteeseen jää runsaasti tiiviyttä heikentäviä huokosia, koska ylimääräinen ilma ei ehdi poistua betonimassasta tiivistystörytyksen aikana. [4.]

Vesitiivis betonirakenne on jälkihoidettava huolellisesti. Jälkihoito vähentää betoniin syntyviä vesitiiveyttä heikentäviä kuivumis- ja kutistumishalkeamia. Betonin jälkihoitomenetelmiä ja toteuttamista ei käsitellä tässä tutkimuksessa, mutta niiden merkityksestä ja toteutustavoista löytyy hyviä ohjeita mm. Betoniteollisuus ry:n internetsivuilta (www.betoni.com/paikallavalurakentaminen/betonityöt/jalkihoito). Rakenteiden vedenpitävyyttä voidaan parantaa suunnittelemalla rakenne käyttötilassa niin, ettei rakenteeseen synny vetoa, tai mikäli rakenteeseen pääsee syntymään vetorasituksia, niiden suuruus ei ylitä betonin vetolujuutta. Rakenne voidaan myös suunnitella jännitettynä. Jännittäminen vähentää betonin halkeilua. [4.]



Kuva 1. Vesitiivis betonirakenne saavutetaan vesitiiviillä betonilla, vetorasitusten hallinnalla sekä hyvin suunnitteluilla ja huolellisesti toteutetuilla saumoilla [3, s. 11].

4.2 Rasitusluokat

Betonirakenteiden suunnittelu alkaa käyttöikätaavoitteen määrittelemisellä. Tavoitteen tulee turvata riittävä käyttöikä, mutta toisaalta välttää vaatimustason ylittämistä. Olennaisena osana käyttöikäsuunnittelua on rakenteen rasitusluokan määrittäminen. Rasitusluokat asettavat vaatimuksia betonin lujuudelle, vesi-sementtisuhteelle sekä betonin suojapeitteen paksuudelle. Rasitusluokkien määrittäminen edellyttää kokemusta sekä tietoa rakenteisiin kohdistuvista ympäristörasituksista. Ylittämättömät vaatimustasot voivat johtaa kalliisiin rakennuskustannuksiin ja hankaliin valuihin esim. jos vaatimustaso määrittää massalle matalan vesisementtisuhteen ja ison karkean kiven määrän, jolloin massan valaminen pumppaamalla on käytännössä mahdotonta. Rasitusluokkia on 18 ja ne jaetaan 5 kokonaisuuteen. Samalla rakenteella voi olla useita rasitusluokkavalintoja. [5; 9; 16; 22.]

Taulukko 1. Rasitusluokat. [16, s. 15-18; 23, s. 26.]

Luokka	Ympäristön kuvaus	Esimerkkejä
Ei korroosiovaaraa tai rasituksia		
X0	Raudoittamaton betoni, kun ei ole merkittävää jäätymis-/sulamisrasitusta, kulutusrasitusta tai kemiallista rasitusta. Raudoitettu betoni hyvin kuivissa olosuhteissa.	Sisätilat, joissa ilman kosteus on hyvin alhainen. Esim. kuivat lämmitetyt sisätilat.
Karbonatisoitumisen aiheuttama korrosio		
XC1	Kuiva, tai pysyvästi märkä.	Sisätilat, joissa on alhainen ilmankosteuspitoisuus tai jatkuvasti vedenpinnan alla olevat rakenteet. Esim. kylpyhuoneet tai porraskäytävät.
XC2	Märkä, harvoin kuiva.	Pitkiä aikoja veden kanssa kosketuksissa olevat rakenteet. Esim. perustukset ja siirtymälaatat.
XC3	Kohtalaisen kostea.	Sisätilat, joissa on kohtalainen tai suuri ilmankosteuspitoisuus. Esim. sateelta suojatut julkisivut tai pysäköintitasojen laatat.
XC4	Märkä ja kuiva vaihtelevat.	Rakenteet, jotka ovat kosketuksissa veden kanssa, mutta eivät kuulu luokkaan XC2. Esim. parvekelaatat tai sateelle alttiit julkisivut ja sokkelit.
Muun kuin meriveden kloridien aiheuttama korrosio		
XD1	Kohtalaisen kostea.	Rakenteet, jotka ovat alttiina ilman sisältämille klorideille. Esim. uimahallin sisätilat.
XD2	Märkä, harvoin kuiva.	Rakenteet, joita rasittaa klorideja sisältävät teollisuusvedet. Esim. uima-altaat.
XD3	Märkä ja kuiva vaihtelevat.	Rakenteet, jotka ovat alttiina suoloja sisältäville roiskeille tai suolaukselle. Esim. pysäköintitasot tai siltojen reunapalkit.
Meriveden kloridien aiheuttama korrosio		
XS1	Kosketuksissa ilman kuljettaman suolan kanssa, mutta ei suorassa kosketuksessa meriveteen.	Lähellä rannikkoa tai rannikolla olevat rakenteet.

XS2	Pysyvästi veden alla.	Merirakenteiden ja siltojen merivedenalaiset osat.
XS3	Vuoroveden ja roiskeen vyöhykkeellä.	Merirakenteiden ja siltojen meriveden vaihtelu- ja roiskevaikutuksille alttiit osat.
Jäätymis-/sulamisrasitus jäänsulatusaineilla tai ilman niitä		
XF1	Kohtalainen vedellä kyllästyminen ilman jäänsulatusaineita.	Sateelle tai jäätymiselle alttiit pystysuorat rakenteet. Esim. julkisivut ja sokkelit.
XF2	Kohtalainen vedellä kyllästyminen ja jäänsulatusaineet.	Sateelle ja jäätymiselle sekä ilman kuljettamille sulatusaineille alttiit rakenteet. Esim. meluseinät.
XF3	Suuri vedellä kyllästyminen ilman jäänsulatusaineita.	Sateelle ja jäätymiselle alttiit vaakasuorat rakenteet. Esim. parvekkeet.
XF4	Suuri vedellä kyllästyminen ja jäänsulatusaineet tai merivesi.	Suoralle jäänsulatusaineroiskeelle ja jäätymiselle alttiit rakenteet. Esim. pysäköintitasot .
Kemiallinen rasitus		
XA1	Vähän aggressiivinen kemiallinen ympäristö.	Esim. osa maatalousrakenteista.
XA2	Kohtalaisen aggressiivinen kemiallinen ympäristö.	Esim. puukuivaamot tai savupiippujen yläosat.
XA3	Hyvin aggressiivinen kemiallinen ympäristö.	Esim. maatalousrakenteet jotka ovat alttiina maidolle.

4.3 Tiiviysluokat

SFS-EN 1992-3 kohdan 7.3.1 mukaan vedenpitävät rakenteet voidaan luokitella sen mukaan, missä määrin niiden odotetaan pidättävän rakenteen läpi tapahtuvaa vuotoa. Tiiviysluokitus jakaa vuotoa koskevat vaatimukset neljään (0-3) eri luokkaan. [1.]

Taulukko 1. Tiiviysluokitus Eurokoodin mukaan [SFS-EN 1992-3 taulukko 7.105].

Tiiviysluokka	Vuotoa koskevat vaatimukset
0	Tietty vuodon määrä hyväksyttävä tai nesteiden vuodolla ei ole merkitystä rakenteen toiminnan tai ulkonäön suhteen

1	Vuoto rajoitettava pieneen määrään. Pinnan tahriutuminen tai kosteat laikut ovat hyväksyttäviä.
2	Vuoto minimaalista eikä tahriutuminen saa heikentää rakenteen ulkonäköä.
3	Vuotoa ei sallita ollenkaan.

Tiiviysluokka 1 on yleisin vaatimus kellarirakenteille. Tiiviysluokat 2 ja 3 sisältävät kellarirakenteille epätyyppillisempiä vaatimuksia. Seuraavassa taulukossa on esimerkkejä vedenpaineen alaisen kellarin seinän luokittelusta. Tiiviysluokkien mukaiset menetelmät löytyvät tässä tutkimuksessa kappaleesta 8.5, halkeaman raja-arvosta kerrotaan kappaleessa 8. Esimerkkikuvia kuvatuista rakenteista löytyy Vedenpaineeneristys ohjeesta [3].

Taulukko 2. Esimerkkejä seinärakenteiden luokittelusta. Oletetaan, että rakenteet ovat rasisluokassa XC2, jolloin halkeaman raja-arvo pitkäaikaiskuormilla on 0,3 mm.

Rakennetyyppi ja vedenpinnan korkeus	Rakenteen toiminta	Tiiviysluokka ja halkeaman rajoitus
Rakenteessa vedenpaineeneristys, esim. bitumikermi. [3, kuvat 9-10.]	Itse rakenteella ei tiiviysvaatimusta	Suunnitellaan luokkaan 0. Halkeama 0,3 mm.
Vesitiivis betonirakenne. [3, kuva 11.] Pysyvästi korkealla oleva vedenpinta.	Rakenne on lähes vesitiivis.	Suunnitellaan luokkaan 1. Halkeama 0,3 mm, rakenteen läpi menevä halkeama 0,05 -0,2 mm.
Vesitiivis betonirakenne. [3, kuva 11.] Vaihteleva vedenpinnan korkeus.	Rakenne on lähes vesitiivis.	Suunnitellaan luokkaan 1. Halkeama 0,3 mm, rakenteen läpi menevä halkeama 0,2 mm.
Vesitiivis betonirakenne. [3, kuva 11.] Vedenpinta pysyvästi laatan alapinnan alapuolella.	Normaaleissa olosuhteissa rakenne on vesitiivis. Pieni riski vuodolle epätavallisissa olosuhteissa.	Suunnitellaan luokkaan 0. Halkeama 0,3 mm.
Rakenne on suojattu rakennetulla vuototilalla. [3, kuva 2.]	Itse rakenteella ei tiiviysvaatimusta	Suunnitellaan luokkaan 0 tai 1. Luokassa 0: halkeama 0,3 mm. Luokassa 1: halkeama 0,3 mm, läpi menevä halkeama 0,05 - 0,2 mm.

Tiiviysluokan määrittämistä varten projektin alussa pitäisi selvittää tilaajan vaatimukset rakenteen osalta, esimerkiksi käyttötarkoituksen suhteen sekä ulkonäkövaatimukset.

Ylimoitettu vaatimusluokka lisää rakenteen suunnitteluvaatimuksia ja sitä kautta myös rakennuskustannuksia.

5 Kuormitukset

Tyypillisiä vesitiiviitä rakenteita ovat pohjaveden alla olevat kellarit, alapohjalaatat ja maanpaineseinät. Tyypillisiä kuormituksia tällaisille rakenteille ovat maanpaine, vedenpaine sekä muodonmuutosten aiheuttamat pakkovoimat. [8; 10.]

5.1 Ulkoiset kuormat

5.1.1 Maanpaine

Maamassan kosketuspaine rakenteeseen aiheuttaa maanpaineen. Maanpaineen suuruus, suunta ja jakautuminen riippuvat tukirakenteen liikkeiden aiheuttamasta maamassan tiivistymisestä tai löyhtymisestä, maan lujuudesta, ulkoisista kuormituksista sekä pohja- ja maaperäolosuhteista. Kuormittavat liikkeet määrittävät, onko kyseessä lepopaine, aktiivinen maanpaine vai passiivinen maanpaine. Lepopaineessa rakenteen siirtymä ei ole tapahtunut ja rakenteeseen vaikuttaa liikkumattoman maan aiheuttama paine. Aktiivisessa maanpaineessa rakenteessa tapahtuu liikettä maan paineen vaikutuksesta siitä pois päin, ja mikäli siirtymä on riittävän suuri, maamassassa tapahtuu murtotilanne. Passiivisessa maanpaineessa seinä siirtyy maamassaan päin, esimerkiksi seinää työnnettäessä. Jos siirtymä on riittävän suuri, maamassassa rakenteen tapana tapahtuu murto. [7; 8, s.19.]

5.1.2 Vedenpaine

Vedenpaine muodostuu pohjaveden paineesta rakennetta vasten. Hydrostaattinen paine on nesteessä vallitseva nesteen oman painovoiman aiheuttama paine, jonka suuruus voidaan laskea kaavalla:

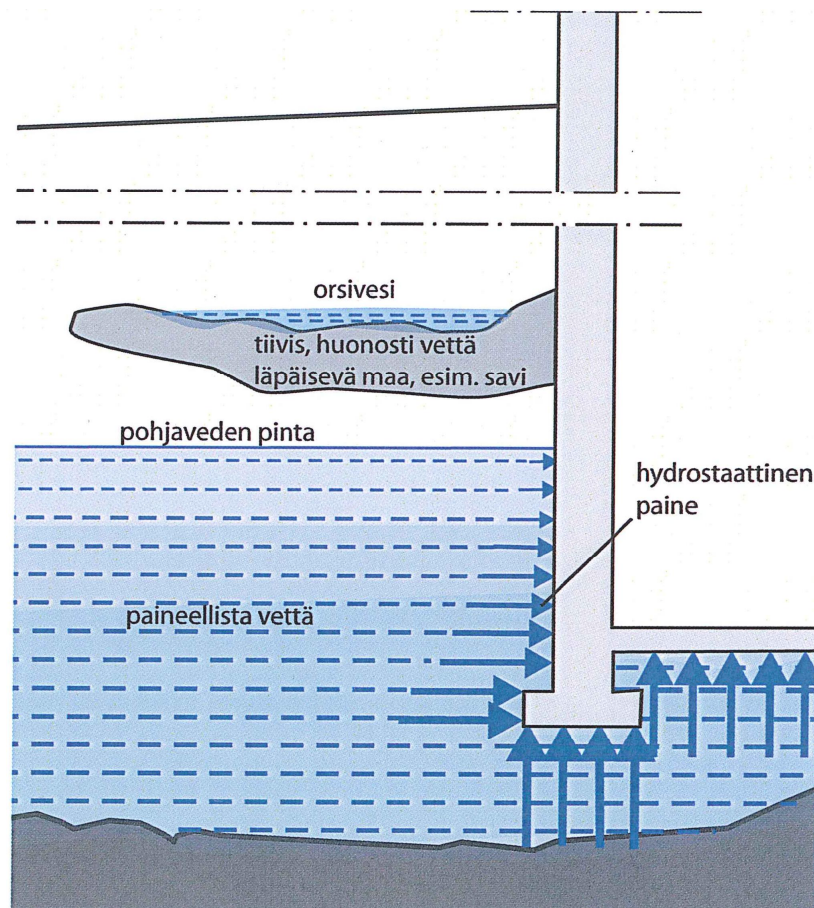
$$p = \rho gh \quad (5.1.2)$$

missä ρ on nesteen tiheys

g on putoamiskiihtyvyys

h on nesteen korkeus

Esimerkiksi 3 metrin vedenpaine merkitsee n. 30 kN/m kuormitusta. [3, s. 2]



Kuva 2. Veden aiheuttamat rasitukset [3, s. 1].

Vedenpaineen aiheuttamia rasituksia määrittäessä pitäisi huomioida myös veden aiheuttama noste ja mahdollinen ankkuroinnin tarve. Mitoittavana tekijänä on yleensä työnaikainen tilanne, jolloin yläpuoliset rakenteet eivät vielä kuormita esim. pohjalaattaa, mutta veden aiheuttama noste on jo kuormituksena.

5.2 Pakkovoimat

Pakkovoimat ovat suurin yksittäinen syy halkeamien muodostumiseen. Pakkovoimia syntyy rakenteisiin sisäisistä ja ulkoisista kuormista. Silloin kun rakenteessa tapahtuvat

muodonmuutokset, esimerkiksi tilavuuden muutokset, on estetty, rakenteeseen syntyy pakkovoimia, jotka voivat rikkoa rakennetta tai muuttaa sen toimintatapaa. Tilavuuden muutoksia aiheuttavat kuivumiskutistuma kovettumisreaktion aikana sekä lämpötilan vaihtelujen aiheuttama laajeneminen ja kutistuminen. Pakkovoimia voi syntyä myös taipuman aiheuttamista ilmiöistä, esimerkiksi jos taipuma on hyvin suurta tai liitoskohdissa tapahtuu kiertymistä. [10; 25, s. 8.]

Staattisesti määrätyissä rakenteissa muodonmuutokset voivat teoriassa kehittyä vapaasti pakkovoimia aiheuttamatta, joten muodonmuutosten aiheuttamia pieniä jännityksiä ei oteta huomioon voimasuureita laskettaessa. Staattisesti määräämättömissä rakenteissa muodonmuutoksien purkautumista siirtymiksi ovat estämässä tukireaktiot, eli pakkovoimat. Esimerkiksi lämpötilojen vaihtelujen aiheuttama pakkovoimatila aiheuttaa jännityksiä rakenteeseen ja rakenteen muodonmuutokset otetaan huomioon. Staattisesti määräämättömissä rakenteissa esiintyykin enemmän pakkovoimien aiheuttamaa halkeilua. Pakkovoimat kasvavat sitä suuremmaksi mitä jäykempi rakenne on. [25.]

Sisäiset ja ulkoiset pakkovoimat voivat synnyttää vetoa betonirakenteessa, jolloin betonin vetolujuus voi ylittyä. Koko voima siirtyy tällöin halkeaman kohdalla betonilta raudoitukselle ja raudoitukseen muodostuu tähän kohtaan jännityshuippu. Halkeaminen on kuitenkin paikallista, eikä voima siirry joka kohdassa raudoitukselle, vaan betoniin jää halkeamien välille halkeamisvoimaa pienempi tehollinen voima, jonka suuruus vaihtelee raudoituksen pituuskoordinaatin suhteen. Halkeaman syntyessä pakkovoima pienenee hetkellisesti, koska rakenteen jäykkyys alenee. Betonin vetojäykistysvaikutuksen takia rakenteen tehollinen keskiarvojäykkyys on kuitenkin aina suurempi kuin raudoituksen jäykkyys, joten kun vetojännitys halkeilemattomissa osissa kasvaa taas jonkin verran ja muodonmuutokset kasvavat, betoni halkeaa yhä uudelleen suuremman vetolujuuden omaavilta kohdilta. Halkeamien muodostuminen loppuu kun betoni ei enää pysty ylläpitämään kasvavaa vetovoimaa. Betonin vetolujuuden hajonta on suuri, usein noin 50 %, ja normien mukainen arvo f_{tk} vastaa lähinnä vetolujuuden alarajaa. [25, s. 8; 14, s. 76.]

5.2.1 Lämpötilan vaikutus betonin ominaisuuksiin

Betonin kovettuessa veden ja sementin välisessä hydrataatioreaktiossa syntyy huomattavasti lämpöä. Lämmönkehitys on suhteessa lujuudenkehitykseen. Sementtien

hydrataatiolämmöt vaihtelevat noin 250 – 400 kJ/kg seitsemässä vuorokaudessa. Pienimmät lämmöntuoton arvot ovat hitaimmilla sementeillä ja suurimmat arvot nopeimmilla sementeillä. Lämmönkehityksen huomioiminen on tärkeää erityisesti massiivisia betonirakenteita valettaessa. Voimakas lämpötilan nousu lisää hallitsemattoman halkeilun riskiä, etenkin jos rakenteen sisä- ja pintaosien välinen lämpötilaero on suuri. Suuri lämpötilaero voi aiheuttaa koko rakenteen läpi meneviä halkeamia. Lämpötilaero voi johtua siitä, että massiivisissa rakenteissa sisäosat lämpenevät enemmän ja jäähtyvät hitaammin kuin rakenteen pintaosat. Massiivisten rakenteiden betonoinnissa halkeamariskiä voidaan vähentää käyttämällä mahdollisimman vähän lämpöä tuottavia sementtejä eli ns. hitaita sementtejä. Betonimassaa on myös mahdollista jäähdyttää ennen valua, tai poistaa lämpöä sisäänrakennetulla jäähdytysvesiputkistolla. Suurempien lämpötilaerojen syntyminen myöhemmässä vaiheessa voidaan estää lämmittämällä rakennetta ulkoapäin. Lämmönkehityksestä voi olla joskus hyötyä. Talvibetonoinnin yhteydessä nopeammin kovettuvan sementin käyttö vaikuttaa suotuisasti rakenteen lämpötilan ja lujuuden kehitykseen ensimmäisten ratkaisevien vuorokausien aikana. [9.]

5.2.2 Plastinen kutistuminen

Plastisella kutistumisella tarkoitetaan betonimassan kutistumista vaakatasossa. Plastisia kutistumishalkeamia syntyy helpoimmin laattoihin, kun niiden pinta kuivuu liian nopeasti. Kutistuma ajoittuu betonin ensimmäiseen vuorokauteen, kun betoni on vielä tuoreessa vaiheessa eikä massa ole sitoutunut. Plastiset kutistumishalkeamat ovat yleensä verkkomaisia tai yksittäisiä pintahalkeamia. Yksittäiset halkeamat voivat olla 1-2 mm leveitä ja ulottua laatan läpi. Tällöin ne alentavat koko rakenteen tiiviyttä ja mahdollistavat terästen korroosion. [9.]

Betonimassan tilavuus pienenee, kun vesi erottuu siitä ja nousee kohti pintaa. Tällöin massa painuu vastaavasti alaspäin. Tämä painuma tapahtuu noin kolmen tunnin sisällä betonoinnin jälkeen. Plastisen painuman aiheuttamia halkeamia syntyy, jos painuminen ei voi tapahtua kaikkialla vapaasti. Eniten näitä halkeamia syntyy pohjalaatan yläpinnan raudoituksen kohdalle. Plastisten kutistumishalkeamien syntymistä voidaan pienentää käyttämällä heti valun jälkeen betonin pinnalle levitettävää jälkihoitoainetta laattamaisissa rakenteissa ja huolellisella jälkitärytyksellä pystyrakenteissa. Plastinen kutistuma voi olla tasoa 0-5,0 % ja sen vaikutus rakenteen halkeiluun on hyvin suuri. [9.]

Sementtiä ja vettä sekoitettaessa keskenään saadaan sementin ja veden seos, jossa sementtipartikkelit jonkin verran ketjuuntuvat. Jos betonimassaan lisätään vettä kasvaa sementtipartikkeleiden välimatka. Hydrataatioreaktio alkaa välittömästi. Mikrotasolla se tarkoittaa sitä, että sementtihiukkasista kasvaa neulamaisia kiteitä. Mitä enemmän massassa on vettä, sitä kauemmin kestää ennen kuin kiteet kasvavat yhteen ja massa sitoutuu. Mitä vähemmän betonin valmistukseen käytetään vettä, sitä enemmän neulasten välille syntyy liitoksia ja sitä lujempaa betonista tulee. Betoni sitoutuu ja menettää notkeutensa, kun kiteet alkavat kasvaa yhteen. Kipsin lisäyksellä säädelään betonin kovettumisreaktion nopeutta sekä sitoutumisaikaa. Kylmissä olosuhteissa sitoutuminen voi kestää useita tunteja ja kuumabetonia käytettäessä sitoutuminen voi tapahtua alle puolessa tunnissa. Sitoutumisen jälkeen betonipinta sulkeutuu, eikä vettä enää haihdu merkittävästi. Plastisen kutistuman aiheuttamien halkeamien riskejä lisäävät ympäristön olosuhteet, kuten voimakas tuuli ja kuuma sää, jolloin haihtuminen on runsasta ja nopeaa. [9.]

5.2.3 Kuivumiskutistuminen

Kuivumiskutistuminen on yleisimmin tunnettu kutistumatyyppi sekä yksi erityinen ongelmakohta halkeamia tarkastellessa. Kuivumiskutistuminen on monimutkainen erilaisten tekijöiden aiheuttama ja niistä riippuva reaktio. Siihen vaikuttavat mm. käytetty sementti ja sen ominaisuudet, käytetäänkö raudoittamatonta betonia, liitokset, rakenteiden muodot sekä ympäristö. Osa kuivumiskutistumasta voi olla myös palautuvaa. [9.]

Betonin kuivumiskutistumisen aiheuttamia halkeamia syntyy, kun kutistuminen ei voi tapahtua vapaasti. Betoni kuivuu hitaasti, minkä vuoksi sen aiheuttamia halkeamia syntyy pitkän ajan kuluessa. Kuivumiskutistuminen johtuu sementtikiven tilavuuden pienenemisestä, kun vesi, jota ei tarvita hydrataatioon haihtuu sen huokosista. Kutistumista tapahtuu sitä vähemmän, mitä enemmän betonissa on kiviainesta, joka vastustaa kutistumista. Kuivumiskutistuminen pienenee myös, jos betonimassan vesimäärää vähennetään. Sementin korvaaminen massiivisten rakenteiden halkeiluun suotuisasti vaikuttavalla masuunikuonalla puolestaan kasvattaa kutistumaa. [9.]

Koska veden haihtuminen tapahtuu pinnalta, syntyy halkeamia usein betonin pintaosaan. Syntyvät halkeamat ovat yleensä verkkomaisia ja niitä on vaikea erottaa kovettumisvaiheen lämpötilaerojen aiheuttamista halkeamista. Kuivumiskutistuminen

voi aiheuttaa halkeamia, jos toisissaan kiinni olevat rakenneosat kutistuvat eri nopeudella esim. eri valuaajankohtien takia, tai niiden loppukutistumat ovat suuruudeltaan erilaiset. Kuivumiskutistuminen tapahtuu läpi rakenteen. Siksi se on vedenpitävyyden ja rakenteen käyttöiän suhteen haitallinen ilmiö. [9.]

Betonin kutistumista lisäävät mm:

- betonin vesimäärän lisääminen,
- hienoainesmäärän, kuten sementti ja filleri, määrän lisääminen,
- betonin huokostaminen,
- ympäristön kuivuus,
- kevytsoran käyttö ja
- joidenkin notkistimien käyttö.

Näistä tekijöistä erityisesti veden määrä on ratkaiseva. [9.]

6 Säilyvyys ja raudoituksen betonipeite

Riittävä betonipeite suojaa terästä rakenteeseen kohdistuvilta ympäristörasituksilta kuten karbonatisoitumiselta. Suunnittelija määrittää betonipeitteen nimellisarvon c_{nom} ja se pitää esittää piirustuksissa. Nimellisarvo määritetään peitteen vähimmäisarvon c_{min} ja suunnittelussa huomioon otettavan mittapoikkeaman Δc_{dev} summana. RIL 202-2011 ohjeen mukaisesti vähimmäisarvo c_{min} on vähintään tangon halkaisija \emptyset tai $c_{min,dur}$ tai 10 mm. $c_{min,dur}$ on ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo. Betonipeitteen nimellisarvon kaava:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (6)$$

missä c_{min} on peitteen vähimmäisarvo ja

Δc_{dev} on mittapoikkeama.

Tarkempaa laskentaa varten löytyvät ohjeet SFS-EN 1992-1-1 kohdasta 4.4.1. Alla esitetty taulukko löytyy kokonaisuudessaan SFS-EN 1992-1-1 Suomen kansallisesta liitteestä [20, s. 5].

Taulukko 3. Betonipeitteen vähimmäisarvovaatimukset 4.3N (FI) [23, s. 27].

Ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvovaatimus $c_{min,dur}$ [mm]				
Kriteeri	Rasitusluokka			
	X0	XC1	XC2, XC3	XC4
Betoniteräs	10	10	20	25
100 vuoden suunniteltu käyttöikä	-	-	+5	+5
Lujuusluokka \geq	C20/25 -5	C30/37 -5	C35/45 -5	C35/45 -5

Vähimmäisarvon c_{min} tulee olla riittävä, että taataan tartuntavoimien varma siirtyminen, teräksen suoja korroosiota vastaan sekä palonkestävyys [23, s. 27].

Taulukko 4. Mittapoikkeama Δc_{dev} maata vasten valettaessa [23, s. 27].

Alustan laatu	Δc_{dev}
Tasattu ja tiivistetty hiekka tai sora ja lineaariset raudoitusvälikkeet	20 mm
Tasattu ja tiivistetty hiekka tai sora ja pistemäiset raudoitusvälikkeet	30 mm
Tasattu, mutta tiivistämätön hiekka, tai sora ja lineaariset raudoitusvälikkeet	30 mm
Tasattu, mutta tiivistämätön hiekka, tai sora ja pistemäiset raudoitusvälikkeet	40 mm

7 Jännitysten rajoittaminen

Käyttörajatilassa rajoitetaan betonin ja raudoituksen jännityksiä. SFS-EN 1992-1-1 kohdan 7.2 mukaan betonin puristusjännitystä tulee rajoittaa jännityksen suuntaisten halkeamien, mikrohalkeamien tai suuren virumisen välttämiseksi silloin, kun näiden ilmiöiden vaikutukset eivät olisi hyväksyttäviä rakenteen toiminnalle. Jännityksen suuntaisia halkeamia voi syntyä, jos jännitystaso ylittää kriittisen arvon kuormien ominaisyhdistelmän vallitessa. Tällainen halkeilu voi johtaa säilyvyyden heikentymiseen. Tämän estämiseksi voidaan suurentaa puristusalueen raudoituksen betonipeitettä tai estää laajeneminen poikittaisraudoituksen avulla. Jos tällaisia toimenpiteitä ei käytetä, voi olla tarpeen rajoittaa puristusjännitys arvoon $k_1 f_{ck}$ alueissa, jotka ovat alttiina rasitusluokille XD, XF tai XS. Suomen kansallinen liite ei ota kantaa k_1 :n arvoon. SFS-EN 1992-1-1 kohdan 7.2 mukaan suositusarvo on $k_1 = 0,6$ [6, s.117].

Jos betonin jännitys on pitkäaikaiskuormien vaikuttaessa pienempi kuin $k_2 f_{ck}$, virumisen katsotaan tapahtuvan lineaarisesti. Jos betonin jännitys ylittää arvon $k_2 f_{ck}$, otetaan huomioon epälineaarinen viruminen. Suomen kansallinen liite ei ota kantaa k_2 :n arvoon. SFS-EN 1992-1-1 kohdan 7.2 suositusarvo on $k_2 = 0,45$ [6, s.117].

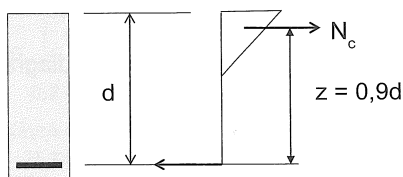
Raudoituksen vetojännityksiä tulee rajoittaa raudoituksen epälineaarisen venymisen, betonin haitallisen halkeilun tai rakenteen haitallisen taipumisen välttämiseksi. Suomen kansallisen liitteen SFS-EN 1992-1-1 kohdan 7.2 mukaan halkeilu tai taipuminen, joka ei ole ulkonäön kannalta hyväksyttävää, katsotaan vältetyksi, jos raudoituksen vetojännitys kuormien ominaisyhdistelmien vallitessa on enintään arvon $0,6f_{yk}$ suuruinen. Kun jännitys aiheutuu pakkomuodonmuutoksista tai pakkosiirtymistä, saa vetojännitys olla enintään arvon $0,8f_{yk}$ suuruinen. [6; 20; 23 s. 49.]

Pelkästään jännityksiä rajoittamalla ei aina voida taata rakenteen riittävää esteettistä laatua. Teräsjännityksen lisäksi taipuma riippuu olennaisesti rakenteen kiinnitysasteista ja jäykkyydestä. Halkeilu riippuu myös käytettyjen raudoitustankojen paksuudesta ja niiden jaosta, teräsluokan tartuntaominaisuuksista sekä tarkasteluetaisyysydestä. [23, s. 49]

Jännitykset lasketaan seuraavista kaavoista ($z = 0,9d$) [23, s. 49]:

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{0,9dA_s} \quad (7.1.1S)$$

$$\sigma_c = \frac{7,5M_{Ed}}{bd^2} \quad (7.1.2S)$$



Kuva 3. Jännitykset käyttötilassa [23, s. 49].

8 Halkeilu ja halkeilun rajoittaminen

Halkeilu on betonille ja betonirakenteille tyypillistä. Rakenteiden oikealla suunnittelulla ja toteutuksella on kuitenkin huolehdittava siitä, että halkeamaväli ja halkeamaleveys ovat riittävän pieniä. Halkeamat eivät saa huonontaa rakenteen asianmukaista toimintaa, säilyvyyttä tai vaikuttaa ulkonäköön tavalla, joka ei ole hyväksyttävä. Rakenteen halkeiluerkkyyttä tulisi arvioida niiden olosuhteiden mukaan, missä rakennetta käytetään. Esimerkiksi erityistoimenpiteet voivat olla tarpeen rakenteissa, jotka ovat alttiina rasisusluokan XD3 olosuhteille. Asiaankuuluvien toimenpiteiden valinta riippuu kyseisen haitallisen aineen luonteesta. [6, 9.]

Teräsbetonirakenteissa halkeilua syntyy normaalisti välittömän kuormituksen, pakkosiirtymän, pakkomuodonmuutoksen tai viimeksi mainittujen estymisen aiheuttaman taivutuksen, leikkauksen, väännön tai vedon seurauksena. Jo ennen betonin sitoutumista voi tapahtua massan plastisesta kutistumasta ja plastisesta painumasta johtuvaa halkeilua. Myös paisuttavat kemialliset reaktiot aiheuttavat halkeilua. Betoni voi halkeilla pian valun jälkeen tai vasta useiden vuosien ikäisenä. [9.]

Lämpötilaerot betonin kovettumisvaiheessa voivat myös olla syynä halkeamien syntymiseen. Halkeamat syntyvät, kun betonin vetolujuus ja muodonmuutoskyky ylittyvät betonin jäähtymisen aiheuttaman kutistumisen seurauksena. Tällainen tilanne voi syntyä, kun lämpötilaerojen aiheuttamat muodonmuutokset eivät voi tapahtua vapaasti. Muodonmuutokset estää yleensä toinen rakenneosaa tai saman rakenneosan sisempi osa, jonka lämpötila ei laske yhtä nopeasti kuin pintaosan lämpötila. [9.]

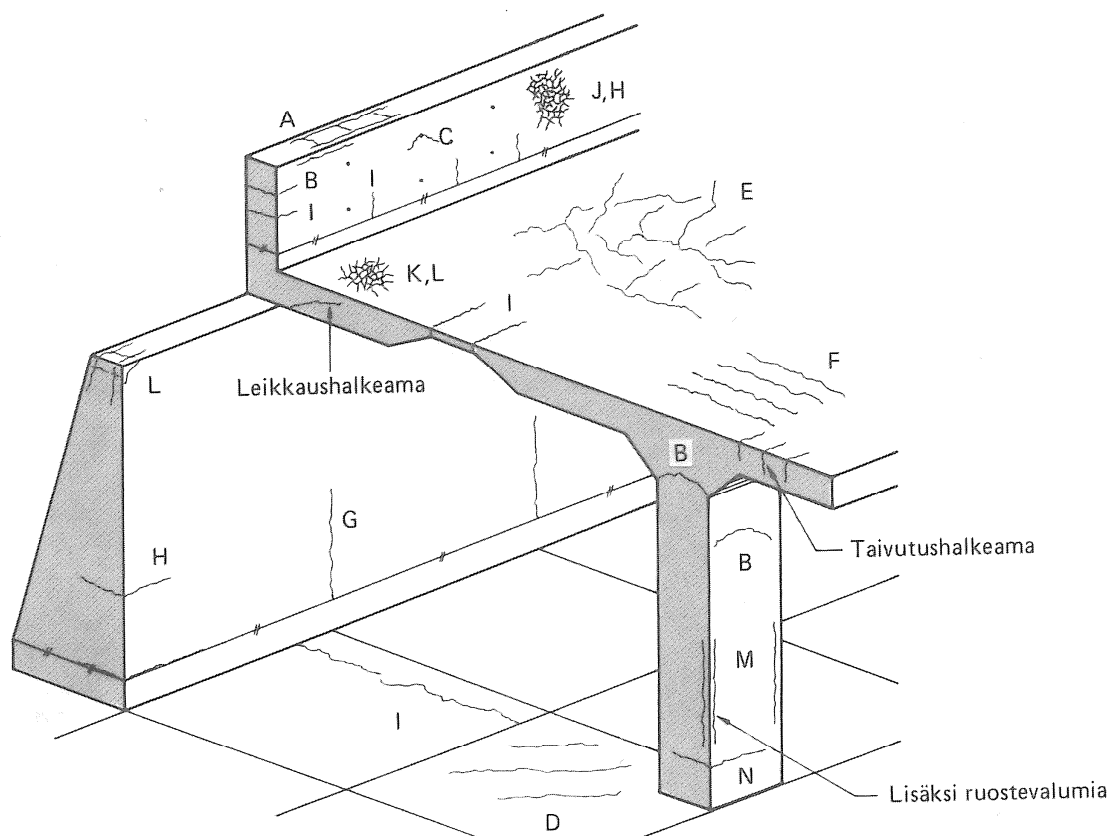
Halkeamat alentavat aina betonin laatua, koska ne lisäävät sen läpäisevyyttä. Tällöin betonin raudoitusta sekä fysikaalisesti että kemiallisesti suojaava vaikutus vähenee, kun haitalliset aineet pääsevät halkeamien kautta tunkeutumaan betoniin. Haitallisimpia ovat olosuhteista riippuen yli 0,2 – 0,4 mm halkeamat, jotka ulottuvat raudoituksiin asti. Niiden kautta korroosion alkamiseen vaikuttavat aineet pääsevät tunkeutumaan nopeasti raudoitukseen ja sitä välittömästi suojaavaan betoniin asti. Raudoitustankojen suuntaiset halkeamat voivat aiheuttaa raudoituksen korroosiota laajalla alueella. [9.]

SFS-EN 1992-1-1 mukaan laskennallisen halkeamaleveyden w_k raja-arvo w_{max} määritetään ottamalla huomioon rakenteen aiottu toiminta ja luonne sekä halkeamaleveyden rajoittamiskustannukset. Halkeaman ominaisleveys ei saa olla

suurempi kuin w_{\max} , ellei edellytetä vetorajatilán käyttöä. Vektorajatilassa ei saa esiintyä vetojännityksiä. Kussakin maassa käytettävä raja-arvo w_{\max} voidaan esittää kansallisessa liitteessä. Suositeltavat arvot asianomaisille rasitusluokille esitetään Suomen kansallisessa liitteessä (SFS-EN 1992-1-1 kohta 7.3.1 taulukko 7.1N (FI), alla taulukko 5). Ellei rakenteelle ole asetettu erityisiä vaatimuksia, näihin arvoihin rajoittaminen kuormien pitkäaikaisyhdistelmien vallitessa on yleensä riittävä ulkonäön ja säilyvyyden kannalta. Vesitiiviyyden saavuttamiseksi halkeaman esitetyt raja-arvot eivät yleensä ole riittäviä. Eurokoodi tarjoaa kaksi vaihtoehtoa halkeamien mitoittamiseen käyttörajatilassa. Halkeamaleveydet voidaan laskea (SFS-EN 1992-1-1 kohta 7.3.4) tai halkeilua voidaan rajoittaa yksinkertaistetulla menetelmällä ilman suoraa laskentaa rajoittamalla tankokokoa tai -jakoa (SFS-EN 1992-1-1 kohta 7.3.3). [6; 20]

Taulukko 5. Raja-arvon w_{\max} arvot (mm) SFS-EN 1992-1-1 Suomen kansallisen liitteen kohdan 7.3.1 mukaan.

Rasitusluokka	Teräsbetonirakenteet
	Pitkäaikainen kuormayhdistelmä
X0, XC1	0,4
XC2, XC3, XC4, XD1, XS1	0,3
XD2, XD3, XS2, XS3	0,2



Kuva 4. Esimerkkejä betonirakenteiden tyypillisistä halkeamista [9, s. 94].

Taulukko 6. Halkeamien selitykset ja halkeamien syntymiseen vaikuttavia tekijöitä. [9, s. 94.]

Halkeilun aiheuttaja		Pääsyy	Toissijainen syy	Esiintymisajankohta
Plastinen painuma	A B C	Veden erottuminen	Nopea kuivuminen, liian myöhään aloitettu jälkihoito	0,5...4 h, kun $T=20...30\text{ °C}$, 4...8 h, kun $T=7...20\text{ °C}$
Plastinen kutistuma	D E	Pinnan nopea kuivuminen	Hidas haihtuvan veden korvautuminen (tiivis massa), liian myöhään aloitettu jälkihoito	0,5...6 h, kun $T=20...30\text{ °C}$, 4...8 h, kun $T=7...20\text{ °C}$
	F	Lisäksi rauditus yläpinnassa		
Hydrataatiolämpö tai lämmitys	G	Rakennusosien välinen lämpötilaero	Rakenteen liian nopea jäähtyminen	1...3 vuorokautta
	H	Rakennusosan sisäinen lämpötilaero		
Kuivumiskutistuminen	I	Iso w/c-suhde, huono jälkihoito, väärin	Huono tartunta työsaumassa	Viikko...useita kuukausia

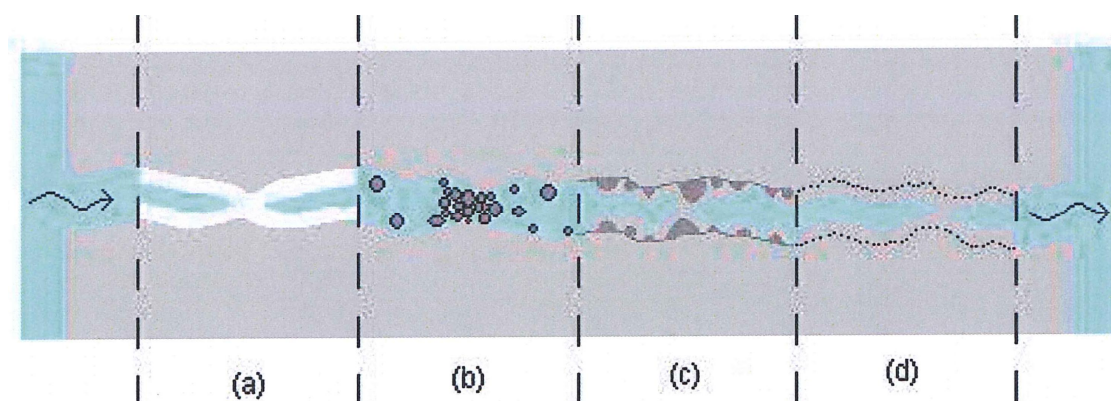
		suunniteltu rakenne (kutistumisliikkeet estetty)		
Pintahalkeilu	J	Huono muotti	Suuri sementti- ja vesimäärä, huono jälkihoito	Yleensä 1...7 vuorokautta, joskus myöhemmin
	K	Huono tai liian aikainen pinnan hierto		
Pakkasrapautuminen	L	Vesi, jäätyminen ja sulaminen	Liian vähän suojahuokosia, betoni vedellä kyllästynyt	Ensimmäiset talvet...useita vuosia
Raudoituksen ruostuminen	M	Liian pieni betonipeite	Liian huokoinen betoni	Useita vuosia
	N	Kloridit		

8.1 Halkeamien itsetiivistyminen

Halkeamien itsetiivistymisellä tarkoitetaan ilmiötä, jossa halkeamaan kulkeutuu aineita, jotka tiivistävät sen. Itsetiivistymistä tapahtuu, jos seuraavat ehdot ovat voimassa:

1. Betonissa on hydratoitumatonta portlandsementtiä (kalkkia) ja vettä.
2. Halkeaman leveys ei vaihtelee ajan kuluessa.
3. Läpivirtaava vesi ei ole kemiallisesti syövyttävää.
4. Läpivirtaus ei ole niin voimakasta, että tiivistymistuotteet huuhtoutuvat pois.
5. Vesi voi haihtua betonin pinnalta.

Esimerkiksi ulkona olevat, sateelle alttiit rakenteet ja useimmat toispuoleisen vedenpaineen kuormittamat rakenteet täyttävät edellä mainitut ehdot. [9.]

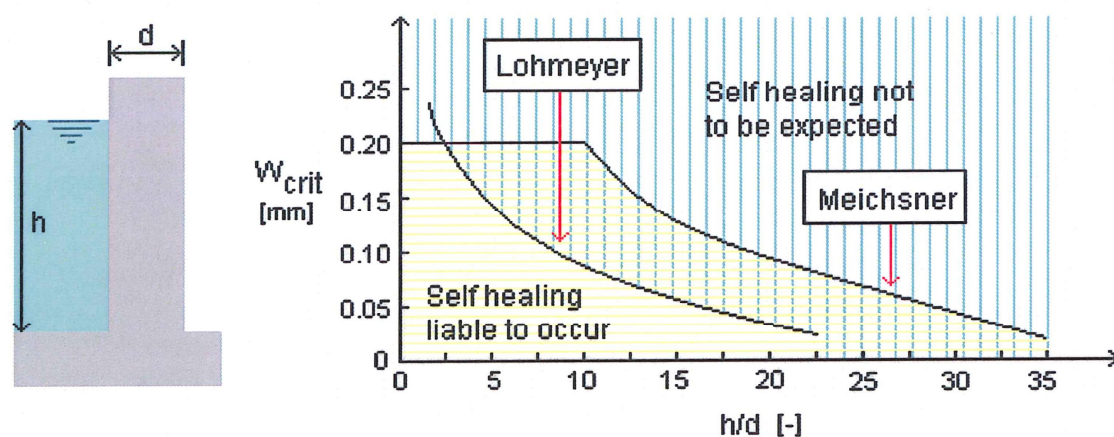


Kuva 5. Halkeaman itsetiivistymiseen on useita mahdollisia syitä.

Tiivistymisilmiöön voi olla monia syitä. Yleisimmän selityksen mukaan tiivistymistä tapahtuu, kun sementtipastan kalsiumhydroksidi karbonatisoituu ja syntyvät kalsiumkarbonaatti- ja kalsiumhydroksidikiteet suotuvat halkeamaan, johon ne myös tiivistyvät, kun vesi haihtuu pois (a). Itsetiivistymisreaktio tuo usein kalkkihärmettä betonin pintaan, joka voi joissain tapauksissa olla ulkonäöllisistä syistä johtuen epätoivottu ilmiö. Vapaan kalsiumhydroksidin määrän kasvu betonissa parantaa itsetiivistymistä. Itsetiivistyminen voi johtua myös kiviaineksen saostumisesta (b), hydrataatioreaktion jatkumisesta (c) tai sementtiaineksen paisumisesta (d) halkeamassa. Tiivistyneellä halkeamalla on pieni vetolujuus, jota ei kuitenkaan voida hyödyntää. [9.] Luultavasti vetolujuuden saavuttamisesta ei ole varmuutta eikä sitä

voida varmentaa. Vetolujuuden hyödyntäminen voisi johtaa epävarmalla puolella olevaan mitoitusukseen.

Halkeamien rajoittamista ei voi jättää itsetiivistymisen varaan, ellei rakenneosaa ole taivutettu siten, että käyttötilassa rakenteen puristuspuolella on 50 mm puristettua betonia. Jos puristuspinnan vaatimus täyttyy, halkeamien itsetiivistyminen voi tiivistää vetopuolella olevia halkeamia, jolloin rakenneosan vedenpitävyys voidaan katsoa turvatuksi ja sallittu halkeamanleveys määräytyy ympäristövaatimusten mukaisesti. Jos koko poikkileikkaus on vedetty, tulee halkeamaleveys laskennallisesti rajoittaa arvoon 0,1 mm. Jos vedenpaine on suuri tulee käyttää vielä pienempää arvoa, esim. jännittämällä rakenne. [25.]



Kuva 6. Itsetiivistyvien halkeaminen keskimääräinen leveys hydraulisen paineen ja rakenteen paksuuden funktiona.

Taulukko 7. Yllä olevan kuvan arvoja taulukoituna. Halkeamaleveydet tarkoittavat läpimenevien halkeamien suurinta leveyttä. [9 s. 96.]

Hydraulinen paine h [m] jaettuna rakenteen paksuudella d [m]	w_m [mm]
$\leq 2,5$	0,20
≤ 5	0,15
≤ 10	0,10
≤ 20	0,10

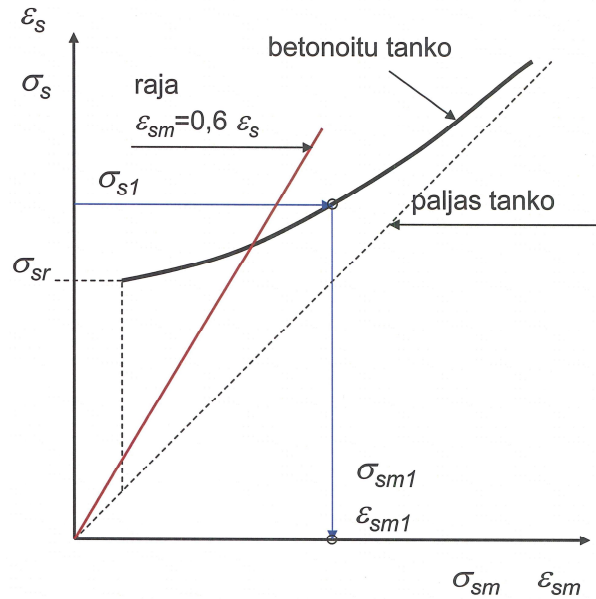
8.2 Mikrohalkeamat

Mikrohalkeamat ovat vaikeasti havaittavia halkeamia kiviainesrakeiden ympärillä ja betonin pinnalla. Halkeamia syntyy betonin osa-aineiden erilaisen laajenemisen vuoksi, kun betonin vetolujuus on vielä alhainen. Halkeamien leveys on alle 0,05 mm, joten niitä on vaikea erottaa betonin pinnalta. Mikrohalkeamien määrää ja leveyttä voidaan rajoittaa hallitsemalla betonin aikaisia lämpötilaeroja ja lämpötilavaihteluja esimerkiksi hidastamalla hydrataatioreaktiota ja suojaamalla rakenne. Käytettäessä korkealujuusbetonia, tulee huomioida, että hydrataatioreaktion aiheuttama sisäinen kuivuminen saa aikaan mikrohalkeilua betonissa. Betonia kuormitettaessa mikrohalkeamien koon ja määrän kasvu on selvästi havaittavissa ennen kuin rakenne murtuu. [9.]

8.3 Halkeamaleveyden arvo laskemalla

Seuraavat kappaleet 8.3 - 8.6 käsittelevät halkeaman laskentaa ja rajoittamista suoraan standardien SFS-EN 1992-1-1 ja SFS-EN 1992-3 mukaisesti.

Halkeamaleveyden ajatellaan muodostuvan raudoituksen ja betonin venymäerosta halkeamavälillä $s_{r,max}$. Laskentamallissa venymäero määritellään halkeamavälillä vaikuttavien keskimääräisten venymien ϵ_{sm} ja ϵ_{cm} avulla. Halkeamaväli riippuu raudoitusmäärästä, raudoituksen tartunnasta ja sijainnista. Keskimääräinen venymä riippuu rasitusasteesta, raudoitusmäärästä ja raudoituksen tartunnasta. Laskentamalli antaa halkeamaleveydelle mitoitusluokan. Sillä ei ole suoraa mitattavaa vastinetta rakenteessa. [19.]



Kuva 7. Laskentamallia kuvaava käyrä. Betonoimattomassa paljaassa tangossa on vakiojännitys ja -venymä koko pituudella, jolloin $\epsilon_s = \epsilon_{sm}$. Samaa tilannetta lähestytään kun betonoidun raudoituksen jännitys kasvaa, raudoituksen tartunta on heikko tai toistokuorma vaurioittaa tartuntaa [19].

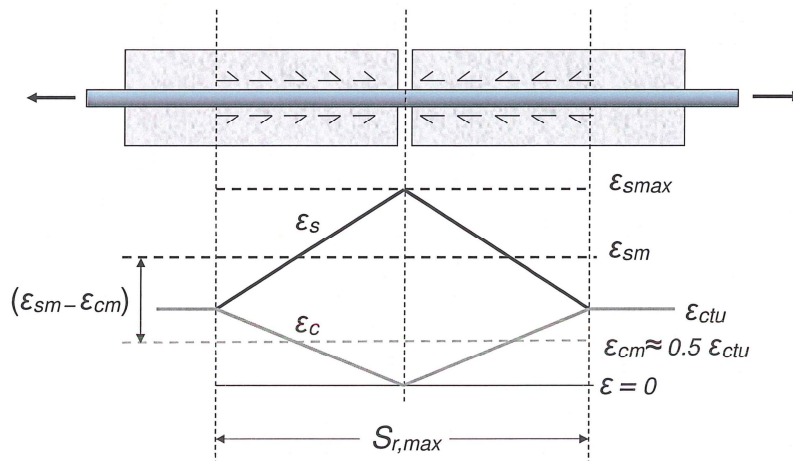
Halkeamaleveyden w_k laskenta standardin SFS-EN 1992-1-1 kohdan 7.3.4 kaavaa (7.8) käyttäen:

$$w_k = s_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (8.3)$$

missä $s_{r,max}$ on suurin halkeamaväli

ϵ_{sm} on keskimääräinen raudoituksessa vaikuttava venymä kyseisen kuormituksen vallitessa, mukaan luettuna pakkosiirtymien ja pakkomuodonmuutosten vaikutus ja ottamalla huomioon betonin vetojäykistysvaikutukset. Vain betonin nollavenymätilan ylittävä lisävenymä samalla korkeustasolla otetaan huomioon

ϵ_{cm} on keskimääräinen betonin venymä halkeamien välillä.



Kuva 8. Teräksen ja betonin venymä välittömästi halkeaman syntymisen jälkeen kappaleessa, johon vaikuttaa suora veto [18, s. 11].

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ lasketaan kaavasta:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (\text{SFS-EN 1992-1-1 kaava (7.9)})$$

missä σ_s on vetorauoituksessa vaikuttava jännitys, kun poikkileikkauksen oletetaan halkeilleen

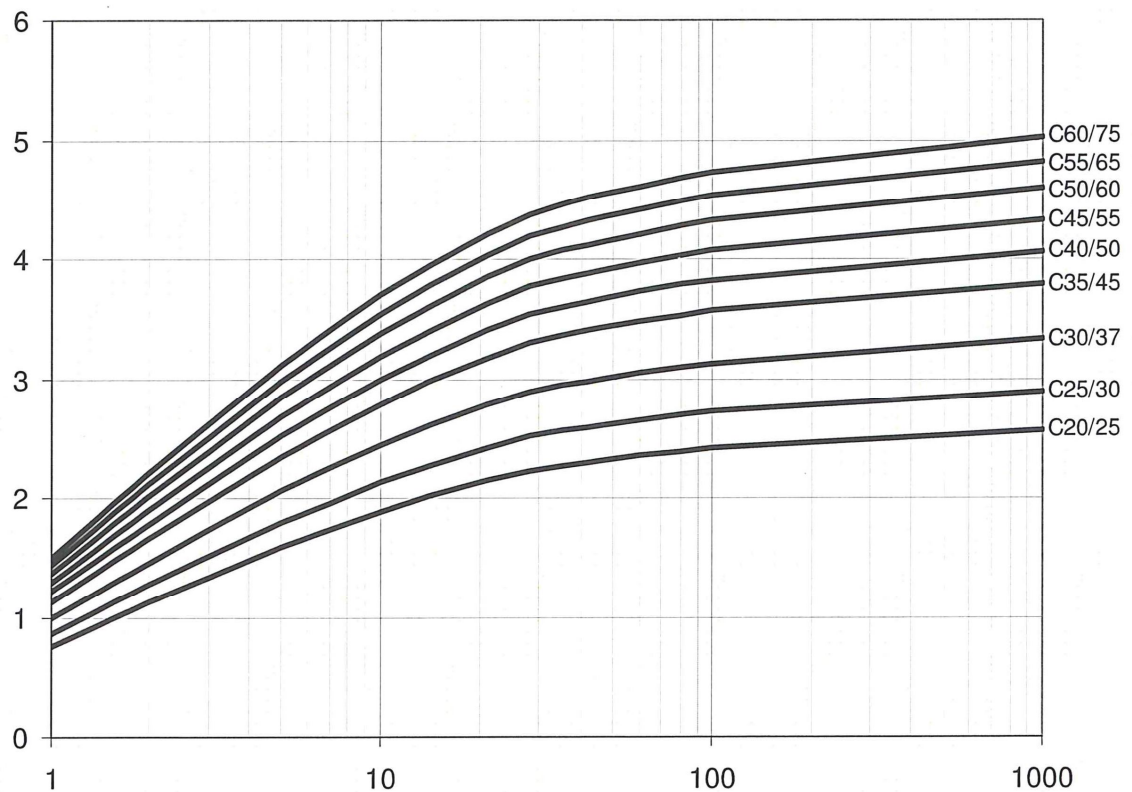
α_e on suhde $\frac{E_s}{E_{cm}}$

$\rho_{p,eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 A_{p'}}{A_{c,eff}}$ (SFS-EN 1992-1-1 kohta 7.3.2 (3))

$f_{ct,eff}$ on betonin vetolujuuden keskiarvo ajankohtana, jolloin halkeamien voidaan aikaisintaan odottaa muodostuvan. $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ tai sitä pienempi $f_{ctm}(t)$, jos halkeilun syntyminen on odotettavissa ennen 28 vuorokauden ikää

E_s on betoniteräksen kimmokertoimen mitoitusarvo

k_t on kerroin, joka riippuu kuorman vaikutusajasta
 $k_t = 0,6$ lyhytaikaiskuormitukselle
 $k_t = 0,4$ pitkäaikaiskuormitukselle.



Kuva 9. Betonin vetolujuuden keskiarvon f_{ctm} kehittyminen SFS-EN 1992-1-1 mukaan sementillä CEM I. Pystyakselilla $f_{ctm}(t)$ (MPa), vaaka-akselilla aika t (vuorokausia) [18, s. 36].

Suurin halkeamaväli $s_{r,max}$ lasketaan kaavasta:

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}} \quad (\text{SFS-EN 1992-1-1 kaava (7.11)})$$

missä \emptyset on tangon halkaisija. Jos poikkileikkauksessa käytetään halkaisijaltaan erilaisia tankoja, katso kaava (7.12) SFS-EN 1992-1-1.

c on vetoraidoituksen betonipeite,

k_1 on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon tankojen tartuntaominaisuudet:

$k_1 = 0,8$ tangot, joilla on hyvä tartunta

$k_1 = 1,6$ tangot, joiden pinta on lähes tasainen (kuten jänneteräksellä),

k_2 on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon venymäjakauma:

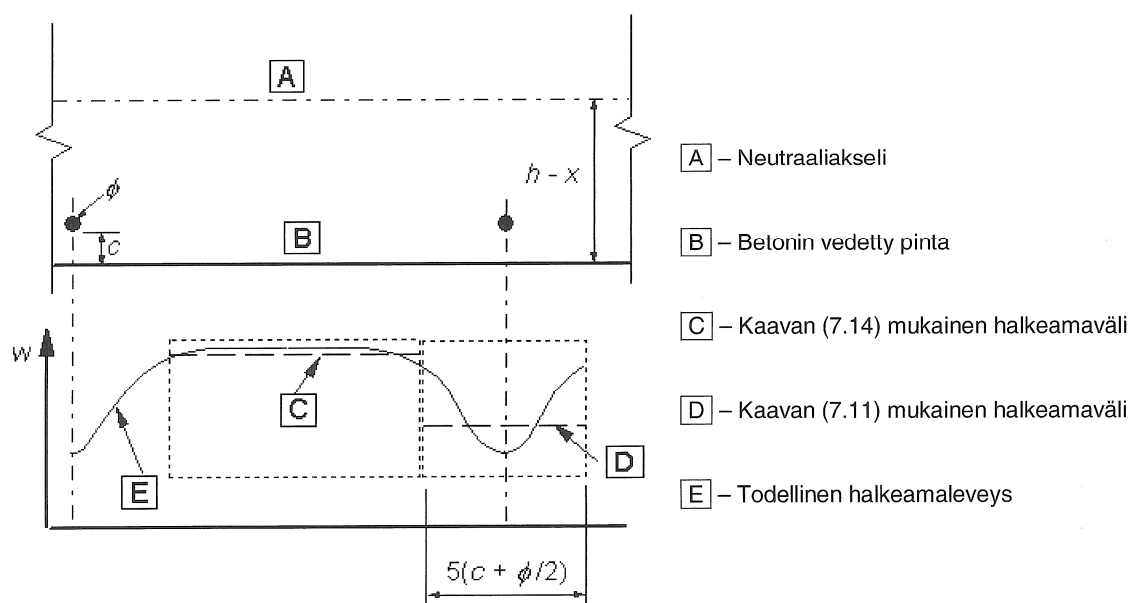
$k_2 = 0,5$ taivutukselle

$k_2 = 1,0$ pelkälle vedolle

Epäkeskisen vedon tapauksissa tai paikallisesti käytetään kertoimelle k_2 väliarvoja katso kaava SFS-EN 1992-1-1: (7.13).

k_3 suositusarvo on $k_3 = 3,4$ (kussakin maassa käytettävä kertoimen arvo voidaan esittää kansallisessa liitteessä, Suomen kansallinen liite ei ota kantaa kertoimen käyttöön),

k_4 suositusarvo on $k_4 = 0,425$ (kussakin maassa käytettävä kertoimen arvo voidaan esittää kansallisessa liitteessä, Suomen kansallinen liite ei ota kantaa kertoimen käyttöön).



Kuva 10. Halkeamaleveys w betonin pinnalla suhteessa etäisyyteen tangosta. SFS-EN 1992-1-1 suomentajan huomautuksen mukaan kaavaa 7.14 ei pitäisi koskaan käyttää. Sen perusteita ei ole osoitettu ja sen käyttö antaa epä johdonmukaisia tuloksia [6, s. 124].

8.4 Halkeilun rajoittaminen ilman suoraa laskentaa

Halkeamaleveyden laskenta voidaan tehdä SFS-EN 1992-1-1 mukaan rakenneosille raudoituksen tankokokoa ja tankojakoa rajoittamalla. Taulukoita käytettäessä täytyy poikkileikkauksessa olla vähintään vähimmäisraudoitusala. Kun käytetään SFS-EN 1992-1-1 kohdan 7.3.2 mukaista vähimmäistä raudoitusta, kuvista saadaan tangon enimmäishalkaisijat ja tankojaon enimmäisarvot halkeamaleveyden eri mitoitusarvoilla poikkileikkauksen ollessa kokonaan vedetty. Monet ulkomaiset lähteet suosittelevat aina laskemaan halkeaman leveyden. Tarkentamatta syytä, halkeilun rajoittamista ilman laskentaa ei pitäisi ohjeiden mukaan tehdä. Halkeilun rajoittaminen ilman suoraa laskentaa perustuu halkeamanleveyden laskentakaavojen kokeelliseen tutkimiseen ja menetelmän oletetaan antavan varmallalla puolella olevia ratkaisuja. [1; 12; 18.]

Taulukoiden käyttö:

- Tarkistetaan vähimmäisraudoitusala.
- Määritetään sallittu halkeamaleveys w_{\max} rasitusluokan ja raudoitustyyppin mukaan.
- Lasketaan kuormitusyhdistelmän mukainen teräsännitys.
- Luetaan suurin tankokoko kuvaajalta (kuva 10).
- Luetaan suurin tankoväli kuvaajalta (kuva13).

8.4.1 Vähimmäisraudoitusala

Vähimmäisraudoituksilla voidaan estää halkeilun alkamiseen liittyviä suuria systeemimuutoksia, esimerkiksi raudoituksen äkillinen myötääminen halkeaman avauduttua, mikä staattisesti määrätyissä rakenteissa johtaa murtoon. Vähimmäisraudoitusallalla voidaan myös tasata halkeamien jakautumista ja halkeamaleveyttä. Kun halkeilun rajoittaminen on mitoittava vaatimus, tartunnallista raudoitusta tulee olla vähintään tietty määrä halkeamien rajoittamiseksi alueilla, joissa voi esiintyä vetoa. SFS-EN 1992-1-1 kohdan 7.3.2 mukaan määrää voidaan arvioida betonissa juuri ennen halkeamista vaikuttavan vetovoiman ja raudoituksessa myötäämisen alkaessa tai tarvittaessa alemmalla jännityksellä vaikuttavan vetovoiman välisestä tasapainosta, jotta halkeamaleveys pysyy ylärajan mukaisena. [6; 14, s. 366.]

Ellei tarkempi laskenta osoita pienemmän alan olevan riittävä, vaadittava raudoituksen vähimmäispinta-ala voidaan laskea SFS-EN 1992-1-1 kaavalla 7.1 seuraavasti:

$$A_{s,min}\sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} \quad (\text{SFS-EN 1992-1-1: (7.1)})$$

missä	$A_{s,min}$	on raudoituksen vähimmäisala vetoalueella.
	A_{ct}	on betonin vedetyn poikkileikkauksen ala. Tällä tarkoitetaan korkeutta, joka on vedettynä juuri ennen ensimmäisen halkeaman muodostumista. Katso kuva 9.
	σ_s	on raudoituksen sallitun suurimman jännityksen itseisarvo välittömästi halkeaman muodostumisen jälkeen. Tälle voidaan käyttää raudoituksen myötölujuuden arvoa f_{yk} . Alempaa arvoa voidaan kuitenkin tarvita, jotta halkeamaleveyden rajat toteutuvat suurimman tankokoon ja tankojaon mukaisesti.
	$f_{ct,eff}$	on betonin vetolujuuden keskiarvo ajankohtana, jolloin halkeamien voidaan aikaisintaan odottaa muodostuvan. $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ tai sitä pienempi $f_{ctm}(t)$, jos halkeilun syntyminen on odotettavissa ennen 28 vuorokauden ikää. Katso kuva 9.
	k	on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon eri suuruisten toisensa tasapainossa pitävien jännitysten vaikutus, minkä johdosta pakkovoimat pienenevät. $k = 1,0$ uumissa, joiden $h \leq 300$ mm tai laipoissa joiden leveys on alle 300 mm. $k = 0,65$ uumissa, joiden $h \geq 800$ mm tai laipoissa joiden leveys on yli 800 mm. Väliarvot voidaan interpoloida.
	k_c	on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon jännitysten jakauma poikkileikkauksessa välittömästi ennen halkeilua ja sisäisen momenttivarren muutos, vetovoiman vaikuttaessa $k_c = 1,0$.

Taivutusmomentin tai samanaikaisen momentin ja normaalivoiman vaikuttaessa:

- suorakaidepoikkileikkauksessa, kotelopoikkileikkausten ja T-poikkileikkausten uumissa:

$$k_c = 0,4 \times \left(1 - \frac{\sigma_c}{k_1 h^* f_{ct,eff}} \right) \leq 1 \quad (\text{SFS-EN 1992-1-1: (7.2)})$$

- kotelopoikkileikkausten ja T-poikkileikkausten laipoissa katso SFS-EN 1992-1-1 kaava (7.3).

σ_c on tarkasteltavassa poikkileikkauksen osassa vaikuttava betonin keskimääräinen jännitys.

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{bh}$$

N_{Ed} on käyttörajatilassa vallitseva normaalivoima, joka vaikuttaa poikkileikkauksen tarkasteltavaan osaan (puristusvoima positiivisena). N_{Ed} määritetään ottamalla huomioon jännitysvoiman ja normaalivoimien ominaisarvot kyseeseen tulevan kuormayhdistelmän vaikuttaessa.

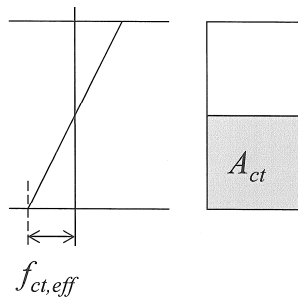
h^* $h^* = h$ kun $h < 1,0$ m

$h^* = 1,0$ kun $h \geq 1,0$ m

k_1 on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon normaalivoiman vaikutus jännitysten jakautumiseen.

$k_1 = 1,5$ jos N_{Ed} on puristava voima

$k_1 = \frac{2h^*}{3h}$ jos N_{Ed} on vetävä voima

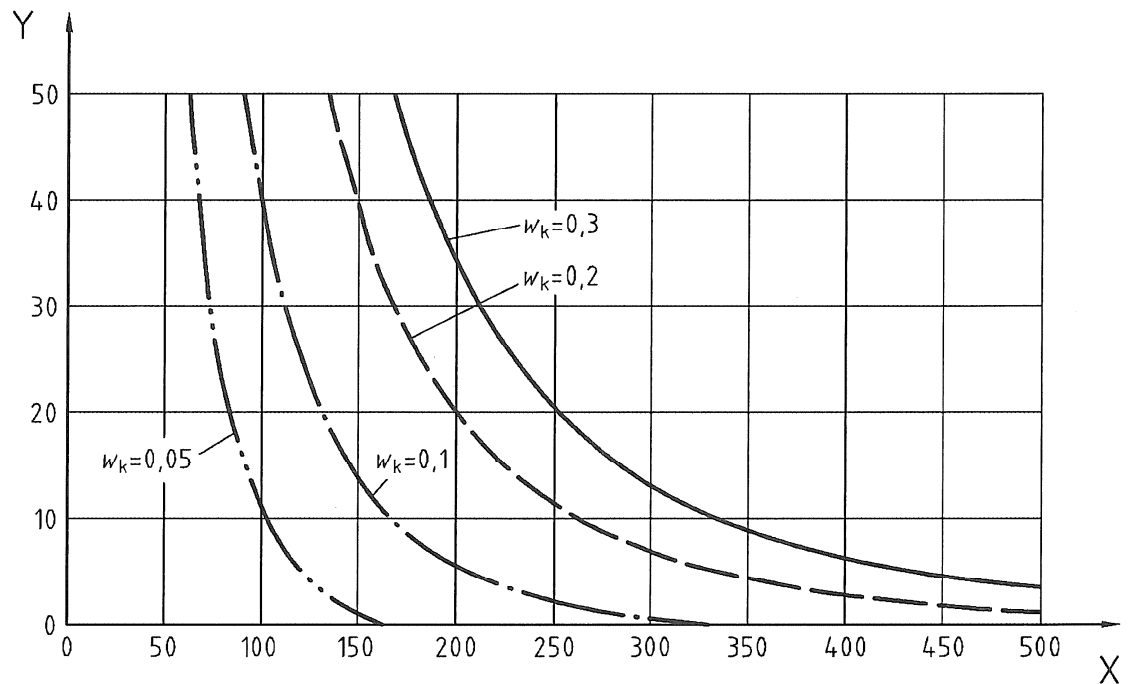


Kuva 11. Jännitys jakauma. Vetolujuuden tehollinen keskiarvo $f_{ct,eff}$ ja betonin vedetyn poikkileikkauksen pinta-ala A_{ct} [19, s. 13].

Muissa kuin suorakaidepoikkileikkauksissa, kuten T-palkeissa ja kotelopalkeissa, vähimmäisraudoitus määritetään poikkileikkauksen osille, kuten uumille ja laipoille, erikseen. [6; 14, s. 366.]

8.4.2 Suurin tankokoko

Suomen kansallisen liitteen SFS-EN 1992-1-1 kohdan 7.3.3 mukaan halkeilun hallintaan ilman laskentaa voidaan käyttää standardissa SFS-EN 1992-3 esitettyjä kohdan 7.3.4 kuvia (tässä tutkimuksessa kuvat 12 ja 15). [1; 12.]



Kuva 12. Vedettyjen rakenneosien tankojen **enimmäishalkaisija** halkeamaleveyttä rajoittaessa. X on raudituksen jännitys σ_s [N/mm²]. Y on tangon enimmäishalkaisija ϕ [mm]. [Lähde 1 s.12]

Kuvan 10 mukaista tangon enimmäishalkaisijaa muunnetaan käyttäen sovellettua kaavaa, kun ϕ_s^* on laskettu puhtaassa taivutustapauksessa:

$$\phi_s = \phi_s^* \left(\frac{f_{ct,eff}}{2,9} \right)^{\frac{h}{10(h-d)}} \quad (8.4.2)$$

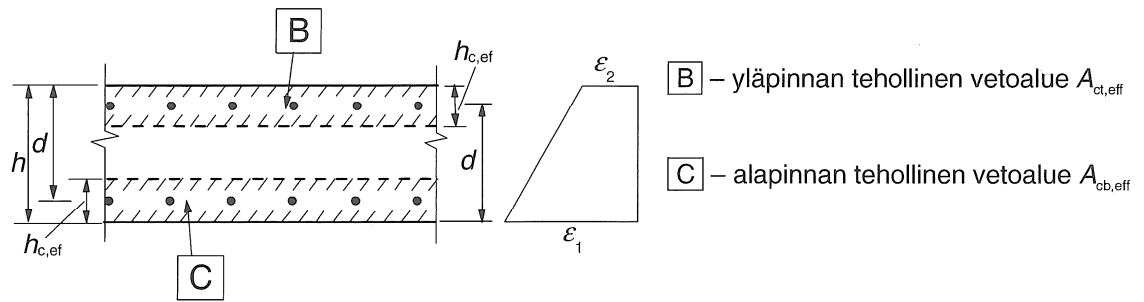
missä ϕ_s on muunnettu tangon enimmäishalkaisija

ϕ_s^* on kuvasta 10. saatava tangon enimmäishalkaisija

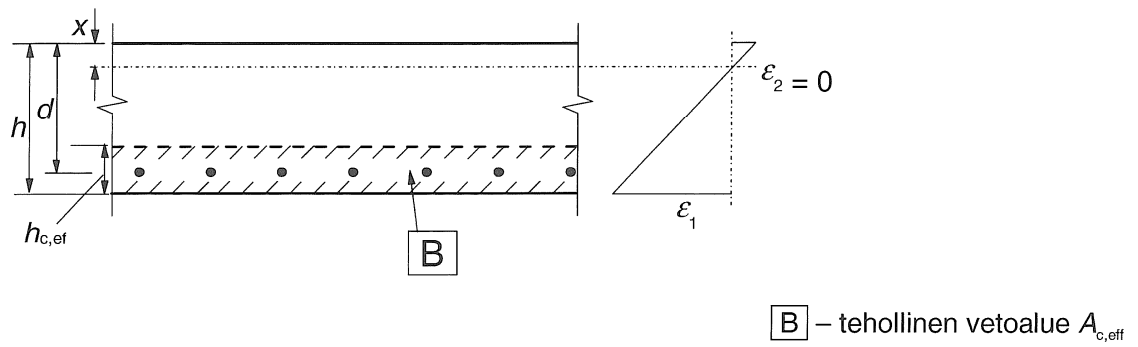
h on rakennusosan kokonaispaksuus

d on korkeus betonin pinnasta (itseisarvoltaan pienemmän vetojännitysresultantin puolelta) betonin vastakkaisen pinnan raudituksen painopisteeseen (SFS-EN 1992-1-1 kuva 7.1 c))

$f_{ct,eff}$ on betonin vetolujuuden tehollinen keskiarvo



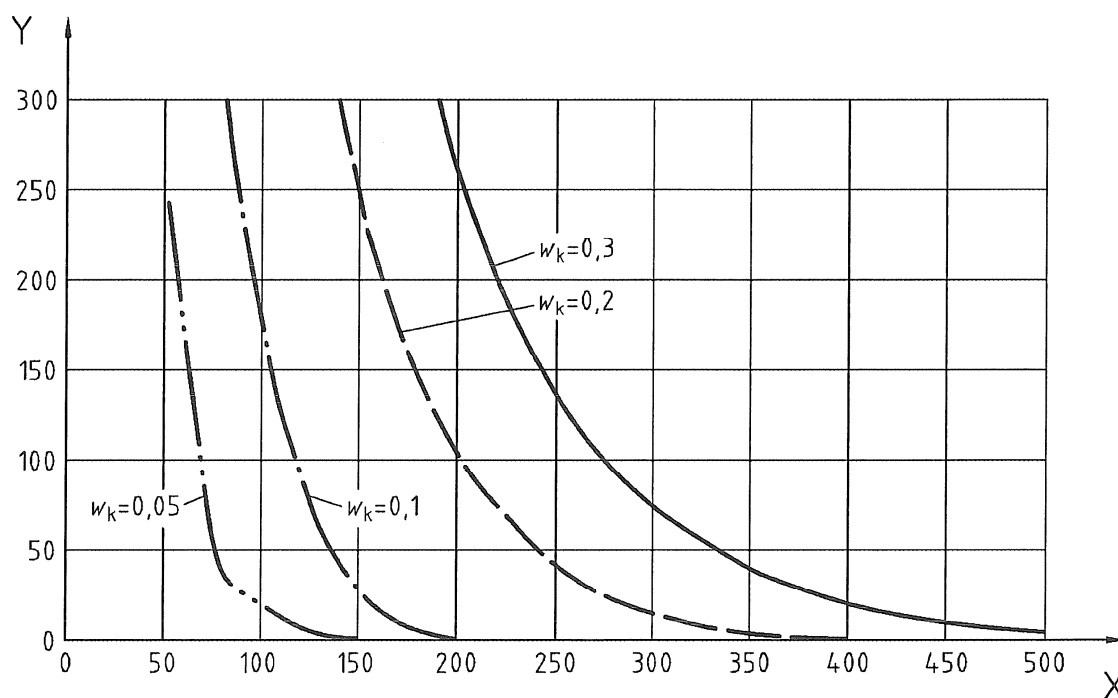
Kuva 13. Tehollinen vetoalue, vedetty rakenneosaa [6, s. 121].



Kuva 14. Tehollinen vetoalue, laatta [6, s. 121].

8.4.3 Suurin tankojako

Kun käytetään SFS-EN 1992-1-1 kohdan 7.3.2 mukaista vähimmäisraudoitusta, kuvasta 13 saadaan tankojaon enimmäisarvot halkeamaleveyden eri mitoitusarvoilla poikkileikkauksen ollessa kokonaan vedettynä. Halkeamaleveyden mitoitusarvon ollessa käyrien välillä tankokoon ja tankojaon arvot voidaan interpoloida. [1.]



Kuva 15. Vedettyjen rakenneosien **tankojaon** enimmäisarvot halkeamaleveyttä rajoittaessa. X on raudoituksen jännitys σ_s [N/mm²]. Y on tankojaon enimmäisarvo \emptyset [mm]. [Lähde 1 s. 12]

8.5 Halkeilun rajoittaminen tiiviysluokkien mukaan laskettaessa

Standardi SFS-EN 1992 osa 3 esittelee betonirakenteisten nestesäiliöiden ja siilojen suunnittelun lisäsääntöjä. Suunnitelman, jossa noudatetaan standardin SFS-EN 1992-3 vaatimuksia, voidaan olettaa noudattavan standardin SFS-EN 1992-1-1 periaatteita. Lause (106) kohdassa 1.1.2 Eurokoodin 2 osan 3 soveltamisesta antaa mahdollisuuden olettaa, että suunnitteluohjetta voidaan soveltaa myös muihin nestetiiveyttä, kuten vedenpitävyyttä, vaativiin rakenteisiin.

Vaikka tämä suunnitteluohje koskee erityisesti nestesäiliöitä ja rakeisten aineiden siiloja, niin kohdat, jotka koskevat nestetiiviiksi suunnittelua, voivat olla tärkeitä myös muuntyyppisten rakenteiden kannalta, joissa vaaditaan nestetiiveyttä [1, s. 5].

8.5.1 Tiiviysluokka 0

Tiiviysluokassa 0 voidaan käyttää SFS-EN 1992-1-1 kohdan 7.3.1 sääntöjä (tässä tutkimuksessa kohtien 8.3 tai 8.4 mukaan). Halkeamaleveydet voidaan joko laskea tai rajoittaa ilman suoraa laskentaa. Seinän minimipaksuus, jolla halkeamien voidaan vielä olettaa itsetiivistyvän on 120 mm. [1; 5, s. 162; 12.]

8.5.2 Tiiviysluokka 1

Halkeama, jonka oletetaan kulkevan koko poikkileikkauksen läpi, on syytä rajoittaa arvoon w_{k1} . SFS-EN 1992-1-1 kohdan 7.3.1 sääntöjä voidaan käyttää, kun poikkileikkaus ei ole halkeillut koko korkeudeltaan ja kun seuraavat ehdot toteutuvat:

- Halkeamat eivät läpäise koko poikkileikkausta. Tämä varmistetaan sillä, että puristusvyöhykkeen korkeuden mitoitusarvon on syytä olla vähintään x_{min} kuormien pitkäaikaisyhdistelmällä.
- Kun poikkileikkaukseen vaikuttaa vastakkaisiin suuntiin vaikuttavia kuormia, halkeamien oletetaan läpäisevän koko poikkileikkauksen, ellei voida osoittaa että osa poikkileikkauksesta pysyy aina puristettuna. Tämän puristettuna pysyvän osan korkeuden edellytetään olevan vähintään x_{min} kaikkien kyseeseen tulevien kuormayhdistelmien vallitessa.
- Poikkileikkauksen jännitykset lasketaan siten, että vedettyä osaa betonista ei oteta huomioon. Voimasuureet voidaan laskea lineaarisen kimmoteorian mukaisesti.
- Jos tiiviysluokkaa 1 koskevat säännöt toteutuvat, halkeamien, joiden kautta vesi virtaa voidaan odottaa tiivistyvän itsestään rakenneosissa joihin ei kohdistu merkittäviä kuormituksen tai lämpötilan muutoksia käytön aikana. Luotettavamman tiedon puuttuessa tiivistymisen voidaan olettaa tapahtuvan, kun poikkileikkauksen odotettavissa oleva muodonmuutoksen vaihteluväli on käyttöolosuhteissa pienempi kuin 150×10^{-6} . [1; 12.]

Suomen kansallisen liitteen mukaan puristusvyöhykkeen korkeuden vähimmäisarvona voidaan käyttää SFS-EN 1992-3 kohdan 7.3.1 suositusarvoa, joka saadaan kaavasta:

$$x_{min} \geq \min \begin{cases} 50 \text{ mm} \\ 0,2h \end{cases} \quad (8.5.2.0)$$

missä h on rakenneosan paksuus. [1.]

Kussakin maassa käytettävä halkeamaleveyden arvo w_{k1} voidaan esittää kansallisessa liitteessä. Suomen kansallisen liitteen mukaan voidaan käyttää SFS-EN 1992-3 kohdan 7.3.1 suositusarvoja, jotka määrittellään hydrostaattisen painekorkeuden h_D suhteena rakenteen seinän paksuuteen h . Kun

$$\frac{h_D}{h} \leq 5 \rightarrow w_{k1} = 0,2 \text{ mm} \quad (8.5.2.1)$$

kun taas arvoilla

$$\frac{h_D}{h} \geq 35 \rightarrow w_{k1} = 0,05 \text{ mm} \quad (8.5.2.2)$$

Suhteen $\frac{h_D}{h}$ väliarvoilla halkeamaleveyden arvo voidaan interpoloida lineaarisesti arvojen 0,2 mm ja 0,05 mm väliltä. Halkeamaleveyden rajoittaminen näihin arvoihin johtaa siihen, että halkeamat tiivistyvät itsestään suhteellisen lyhyen ajan kuluessa. Seinän minimipaksuus, jolla halkeamien voidaan olettaa vielä itsetiivistyvän on 150 mm. Halkeamaleveyden määrittämisen jälkeen raudoitusjärjestelyt voidaan tarkastaa esimerkiksi kohdan 7.6. ”Halkeilun rajoittaminen ilman suoraa laskentaa” mukaan. [1; 5, s. 162; 12.]

8.5.3 Tiiviysluokka 2

Halkeamia, jotka kulkevat koko poikkileikkauksen läpi, on syytä yleensä välttää, ellei niiden suhteen ryhdytä asianmukaisiin toimenpiteisiin (esim. vuoraus tai vesitiiviit työsaumanauhat). Jotta tiiviysluokan 2 rakenteissa pystytään riittävästi varmistumaan siitä, että halkeamat eivät läpäise koko poikkileikkausta, tulee seuraavien tiiviysluokassa 1 esitettyjen ehtojen täyttyä:

- Puristusvyöhykkeen korkeuden mitoitusarvon on syytä olla vähintään x_{\min} kuormien pitkäaikaisyhdistelmällä.
- Kun poikkileikkaukseen vaikuttaa vastakkaisiin suuntiin vaikuttavia kuormia, halkeamien oletetaan läpäisevän koko poikkileikkauksen, ellei voida osoittaa että osa poikkileikkauksesta pysyy aina puristettuna. Tämän puristettuna pysyvän osan korkeuden edellytetään olevan vähintään x_{\min} kaikkien kyseeseen tulevien kuormayhdistelmien vallitessa.
- Poikkileikkauksen jännitykset lasketaan siten, että vedettyä osaa betonista ei oteta huomioon. Voimasuureet voidaan laskea lineaarisen kimmoteorian mukaisesti.

Seinän minimipaksuus, jolla voidaan olettaa halkeamien itsetiivistyvän on 150 mm. [1; 5, s. 162; 12.]

8.5.4 Tiiviysluokka 3

Vesitiiveyden varmistamiseen tarvitaan erityistoimenpiteitä (esim. vuoraus tai esijännitys). Lisäksi täytyy huolehtia, että tiiviysluokka 2 mukaiset ehdot täyttyvät myös. [1; 5; 12.]

8.6 Pakkovoimien aiheuttamien halkeamaleveyksien laskenta

8.6.1 Halkeilun minimointi

Kun halutaan minimoida lämpötilan muutoksen tai kutistumisen aiheuttamasta pakkomuodonmuutostilasta aiheutuva halkeilu, tiiviysluokan 1 rakenteissa varmistetaan, että syntyvät vetojännitykset ovat enintään betonin vetolujuuden $f_{ctk,0,05}$ suuruisia. Vetolujuus muutetaan tarvittaessa tasojännitystilaa vastaavaksi SFS-EN 1992-2 opastavan liitteen QQ mukaisella kaavalla:

$$f_{ctb} = \left(1 - 0,8 \frac{\sigma_3}{f_{ck}}\right) f_{ctk,0,05} \quad (8.6.1)$$

missä f_{ctb} on betonin vetolujuus ennen halkeilua tasojännitystilassa

σ_3 on suurempi puristava pääjännitys, positiivisena käsiteltynä.
 $\sigma_3 < 0,6f_{ck}$. [1 ja 21]

Vastaavasti tiiviysluokan 2 tai 3 rakenteissa varmistetaan, kun vuorausta ei käytetä, että koko poikkileikkaus pysyy puristettuna. Tämä voidaan saavuttaa:

- rajoittamalla sementin hydrataation aiheuttamaa lämpötilan nousua,
- poistamalla pakkovoimia aiheuttava kiinnitys tai pienentämällä kiinnitysastetta,
- pienentämällä betonin kutistumaa,
- käyttämällä betonia, jonka pituuden lämpötilakerroin on pieni,

- käyttämällä betonia, jolla on suuri vetomuodonmuutoskyky (vain tiiviysluokka 1 rakenteet),
- käyttämällä jännittämistä. [1.]

Yleensä riittävän tarkkaan lopputulokseen päästään, jos jännitysten laskennassa oletetaan betonin olevan kimmoista ja virumisen vaikutukset otetaan huomioon käyttämällä betonin osalta tehollista kimmokerrointa. [1.]

8.6.2 Muodonmuutosten ja jännitysten laskenta

Pakkomuodonmuutostilassa olevien betonirakenneosien jännitykset ja muodonmuutokset voidaan määrittää yksinkertaistellulla menetelmällä. Menetelmää voidaan käyttää tarkemman laskennan sijasta. Poikkileikkauksen mielivaltaisella korkeudella vallitseva muodonmuutos saadaan SFS-EN 1992-3 liitteen L kohdan L.1 kaavasta:

$$\varepsilon_{az} = (1 - R_{ax})\varepsilon_{iav} + (1 - R_m)\frac{1}{r}(z - \underline{z}) \quad (8.6.2.0)$$

ja betonin jännitys voidaan laskea kaavalla:

$$\sigma_z = E_{c,eff}(\varepsilon_{iz} - \varepsilon_{az}) \quad (8.6.2.1)$$

missä R_{ax} on pakkovoimakerroin, joka määrittelee tarkasteltavaan rakenneosaan liittyvien rakenneosien aiheuttaman ulkoisen aksiaalisen pakkovoiman asteen,

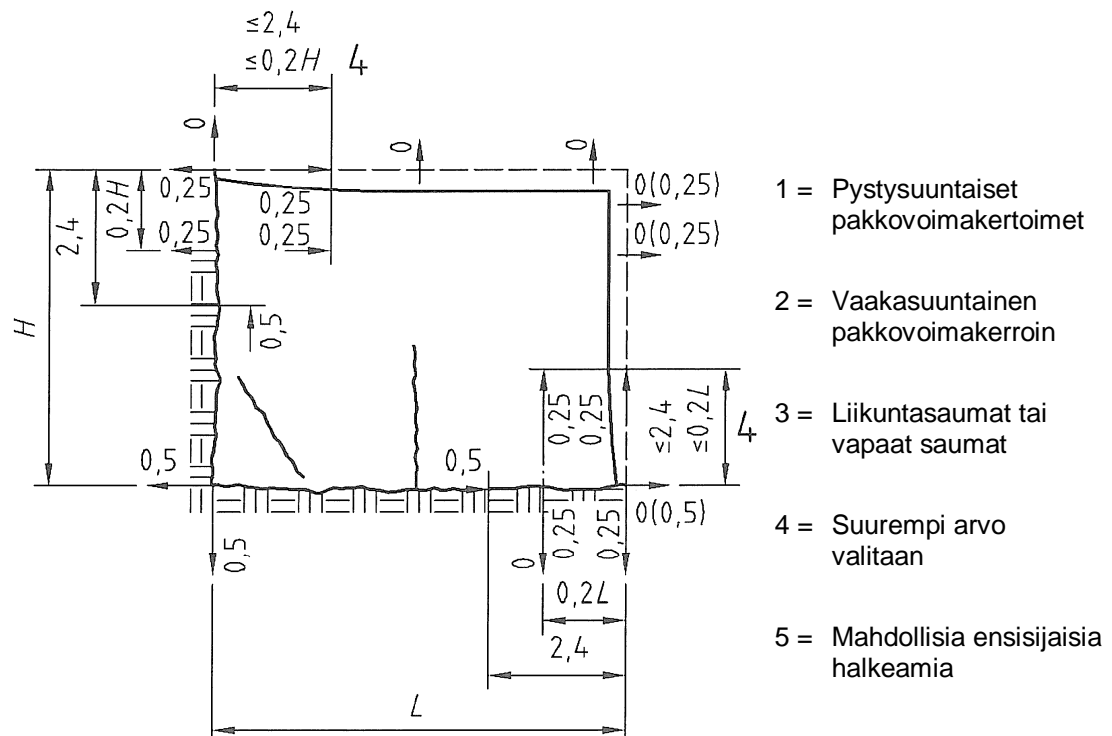
R_m on pakkovoimakerroin, joka määrittelee tarkasteltavaan rakenneosaan liittyvien rakenneosien aiheuttaman kiinnitysmomenttiasteen. Useimmissa tapauksissa kertoimelle R_m voidaan käyttää arvoa 1,0

$E_{c,eff}$ on betonin tehollinen kimmokerroin, jossa otetaan viruminen tarpeen mukaan huomioon,

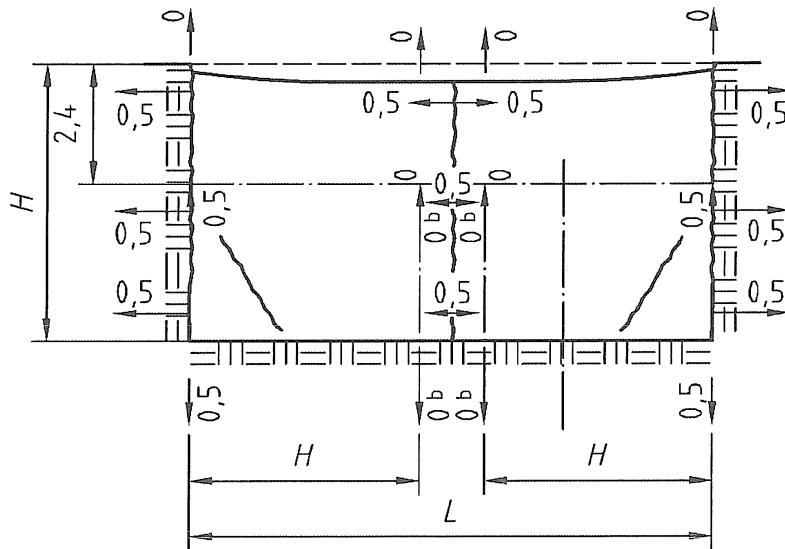
ε_{iav}	on pakkovoiman aiheuttama muodonmuutos rakenneosassa (eli keskimääräinen muodonmuutos, joka tapahtuisi, jos rakenneosaa pääsisi esteettä liikkumaan),
ε_{iz}	on pakkovoiman aiheuttama muodonmuutos korkeustasolla z ,
ε_{az}	on todellinen muodonmuutos korkeustasolla z ,
z	on korkeus poikkileikkaukseen,
\underline{z}	on korkeus poikkileikkauksen painopisteeseen,
$\frac{1}{r}$	on käyristymä [1, s. 17].

8.6.3 Pakkovoimatilan määrittäminen

Pakkovoimakertoimet voidaan laskea, kun tunnetaan tarkasteltavan rakenneosan ja siihen kiinnitettyjen rakenneosien jäykkyydet. Vaihtoehtoisesti tavanomaisten tapausten normaalivoimakertoimet voidaan määrittää seuraavista kuvista 14-17 ja taulukosta 6. Monissa tapauksissa (esim. kun seinä on valettu raskaan olemassa olevan alusrakenteen päälle) on selvää, ettei merkittävää käyristymää voi tapahtua ja pakkomomentin kertoimelle voidaan käyttää arvoa 1,0 [1, s. 17].



Kuva 18. Peräkkäin valettava seinärakenne (työsaumoineen) [1, s. 18].



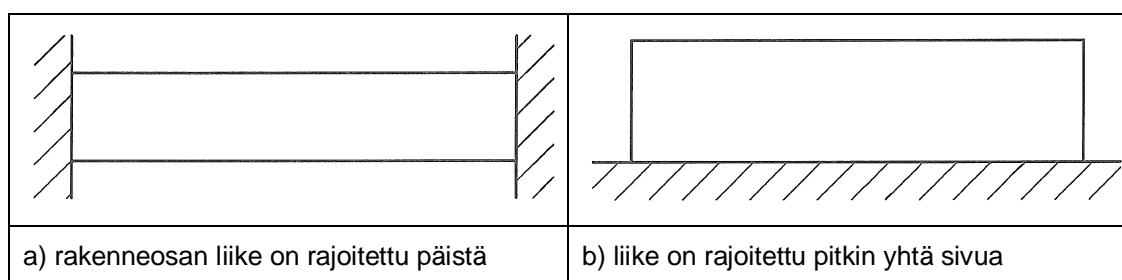
Kuva 19. Väliin valettava seinärakenne (työsaumoineen). Kun $L \leq 2H$, yläindeksillä b merkityt pakkovoimakertoimet $= 0,5 \left(1 - \frac{L}{2H}\right)$. Huom. suunnittelussa käytettävien kertoimien R arvojen edellytetään noudattavan käytettyä raudituksen sijoittelua [1, s. 18].

Taulukko 8. Kuvissa 1-4 näkyvien seinien keskivyöhykkeiden pakkovoimakertoimia R_{ax} [1 s. 19].

Suhde L/H	Pakkovoimakerroin alareunassa	Pakkovoimakerroin yläreunassa
1	0,5	0
2	0,5	0
3	0,5	0,05
4	0,5	0,3
> 8	0,5	0,5

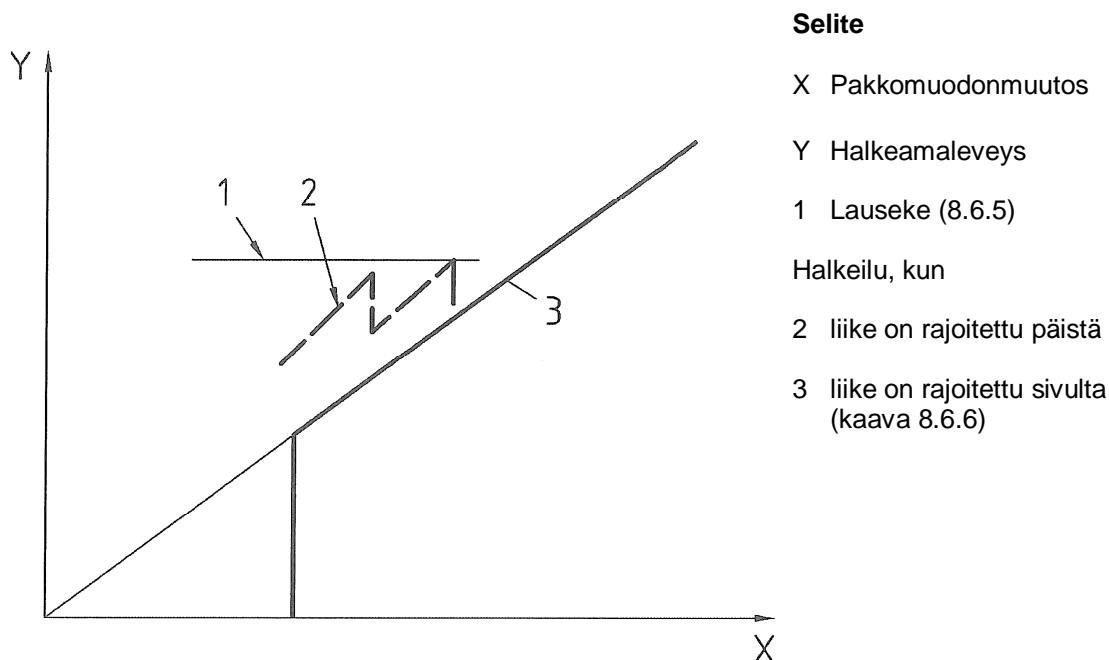
8.6.4 Halkeamaleveyksien laskenta

Pakkomuodonmuutos- ja pakkosiirtymätilat ovat rakenneosien kutistuma ja rakenneosien jäähtymisestä johtuva lämpöliike heti valun jälkeisinä päivinä. SFS-EN 1992-3 liite M esittelee kaksi perustapausta, joiden jaottelu on tehty kiinnitystapojen perusteella. [1, s. 20.]



Kuva 20. Seinien liikerajoitteita. Ensimmäisessä kuvassa rakenneosan liike on rajoitettu a) päistä ja toisessa kuvassa liike on rajoitettu b) yhtä sivua pitkin [1, s. 20].

Tekijät, jotka vaikuttavat halkeiluun näissä kahdessa tapauksessa ovat hyvin erilaisia ja kummallakin on todellista käytännön merkitystä. Tapaus a) esiintyy kun uusi betonilohko valetaan kahden olemassa olevan lohkon väliin. Tapaus b) on erityisen tavallinen ja tapahtuu, kun seinä valetaan olemassa olevan jäykän alustarakenteen varaan. Tapausta a) on tutkittu laajasti viime vuosikymmenten aikana ja se ymmärretään melko hyvin. Tapausta b) ei ole tutkittu yhtä järjestelmällisesti ja sitä koskevaa opastusta on julkaistuna vain vähän [1, s. 20].



Kuva 21. Halkeamaleveyden ja pakkomuodonmuutoksen yhteys, kun seinän liikettä on rajoitettu sen sivua pitkin tai päistä. X pakkomuodonmuutos, Y halkeamaleveys. 1 = lauseke 8.6.5, 2 = halkeilu, kun liike on rajoitettu päistä ja 3 = halkeilu, kun liike on rajoitettu sivulta (kaava 8.6.6) [1, s. 20].

8.6.5 Liike on rajoitettu päistä

Rakenneosan, jonka liike on rajoitettu päistä, halkeamaleveyden enimmäisarvo voidaan laskea SFS-EN 1992-1-1 kohdan 7.3.4 kaavaa (7.8) käyttäen, mihin $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ kaavasta:

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = \frac{0,5kkcf_{ct,eff}\alpha_e}{E_s} \left(\frac{1}{\alpha_e\rho} \right) \quad (8.6.5)$$

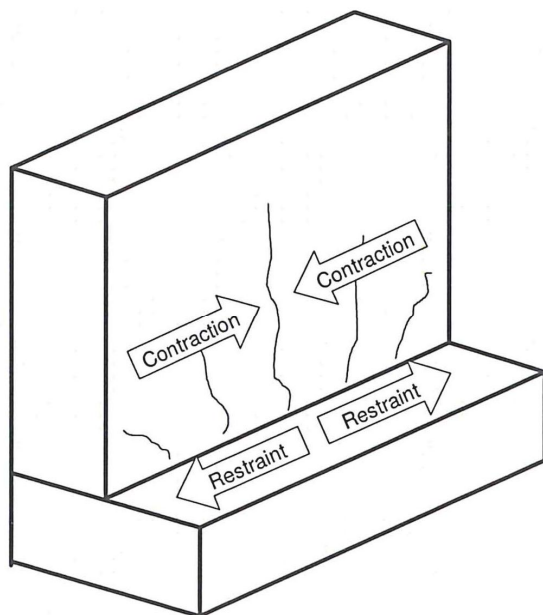
Jos halkeilu halutaan tarkistaa ilman suoraa laskentaa, σ_s voidaan laskea kaavasta:

$$\sigma_s = \frac{kkcf_{ct,eff}}{\rho} \quad (8.6.5.1)$$

missä $\rho = \frac{A_s}{A_{ct}}$, jossa A_{ct} on betonin vedetyn poikkileikkauksen pinta-ala

Teräsjännityksen σ_s avulla voidaan määrittää sopiva rauditusjärjestely kuvista 6 ja 7. [1; 18.]

8.6.6 Liike on rajoitettu yhdeltä sivulta



Kuva 22. Pitkä seinä, jonka liike on rajoitettu yhdeltä sivulta [18, s. 39].

Päästä liikerajoitetun rakenteen tilanteesta poiketen halkeaman muodostuminen vaikuttaa tässä tapauksessa vain jännitysten paikalliseen jakautumiseen ja halkeamaleveys on pakkomuodonmuutosten funktio, eikä betonin muodonmuutoskyvyn funktio. Halkeamaleveyden järkevä arvio voidaan saada käyttäen SFS-EN 1992-1-1 7.8 kaavaa, missä $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ saadaan kaavasta:

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = R_{ax} \epsilon_{free} \quad (8.6.6)$$

missä R_{ax} on pakkovoimakerroin

ϵ_{free} on muodonmuutos, joka syntyisi, jos rakenneosan liikettä ei rajoiteta. [1.]

Pakkovoimakerroin saumassa CIRIA 135 mukaan:

$$R_j = \frac{1}{1 + \frac{A_n E_n}{A_0 E_0}} \quad (8.6.6.1)$$

missä	A_n	on uuden valetun osan poikkieikkauksen pinta-ala
	A_0	on aikaisemmin valetun osan poikkieikkauksen pinta-ala
	E_n	on uuden valetun osan kimmokerroin
	E_0	on aikaisemmin valetun osan kimmokerroin. [18.]

9 Saumat

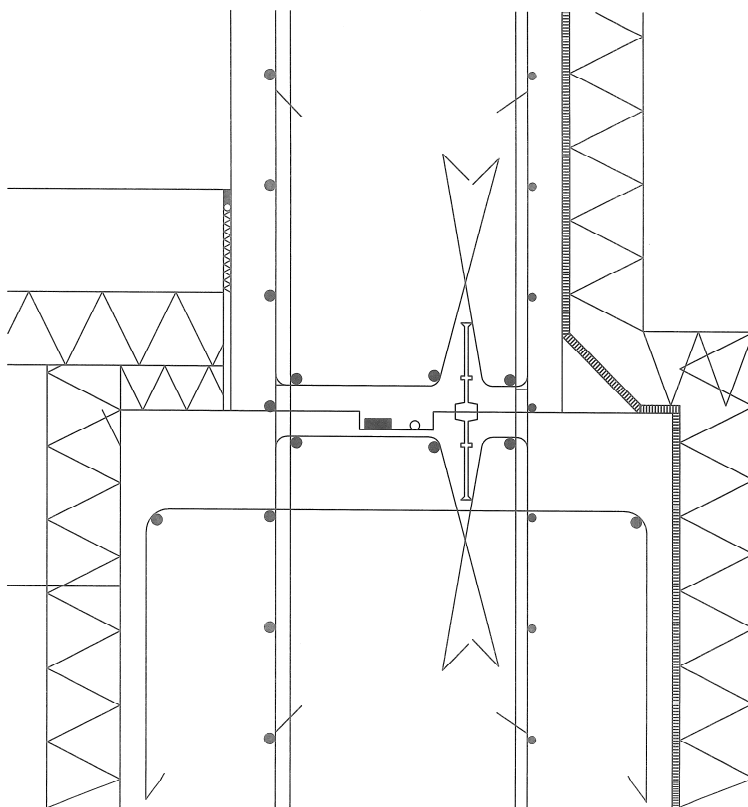
Rakennukseen vaikuttaa suunnaltaan, suuruudeltaan ja staattisuudeltaan erilaisia kuormia. Näitä voimia on mahdotonta täydellisesti hallita, joten kaikissa rakenteissa tapahtuu voimien aiheuttamien muodonmuutosten takia liikettä. Jos mikään ei estäisi liikettä ja siirtymiä, ne voisivat tapahtua vapaasti, eikä rakenteeseen kehittyisi sisäisiä jännityksiä. Käytännössä rakenteiden muodonmuutoksia on aina jollakin tavoin estetty. Sisäiset jännitykset ovat rakennuksen kannalta hankalia ja haitallisia, koska niiden paikallistaminen ja tarkka määrittäminen on vaikeaa, ja ne voivat vahingoittaa rakennetta ja muuttaa sen toimintatapaa. [11; 13; 14.]

Rakennesuunnittelijan tehtävänä on selvittää nämä muodonmuutoksia aiheuttavat tekijät, arvioida niiden suuruus ja vaikutus sekä päätellä toimivatko ne rakennetta vahingoittavasti. Esimerkiksi seinän suuntaista vetoa vastaan voidaan suunnitella seinään riittävä teräsmäärä. Sauman suuntaisia leikkausvoimia voidaan ottaa vastaan terästen leikkauskapasiteetilla, sauman karhennuksella tai pontilla, riippuen rasituksista ja muodonmuutoksista. Muodonmuutokset johtuvat ulkoisista ja sisäisistä voimista. Ulkoisia tekijöitä ovat mm. lämpötilojen vaihtelu, kuorman staattisuus tai dynaamisuus (painovoima, tuuli ja maanjäristykset), ilmankosteuden vaihtelut sekä maan liikkeet (painuma, tiivistyminen, vaakasuora siirtyminen, kutistuma). Sisäisiä tekijöitä ovat mm. betonin lämmönkehityksen aiheuttamat muodonmuutokset, palautumaton kuivumiskutistuminen sekä kuormituksen jälkeinen viruma. [11; 13; 14.]

Saumoja voidaan pitää keinotekoisina halkeamina ja keinona joko välttää tai hallita halkeilua betonirakenteissa. Halkeaminen tapahtuu halutussa kohdassa esimerkiksi

heikentämällä rakennetta tietyssä kohdassa. Rakenne voi siis halkeilla turvallisesti sellaisessa kohdassa, jossa sillä ei ole merkittävää vaikutusta rakenteen toimintaan tai sen ulkonäköön. Jos muodonmuutosten sallimisessa esimerkiksi saumojen avulla epäonnistutaan, betonirakenne hakee nämä jännityksiä purkavat kohdat itse, halkeilemalla. Hallitsematon halkeilu johtaa helposti vesitiiveyden menettämiseen [10 s. 2; 11].

Betonirakenteisiin tarvitaan saumojä monista erilaisista syistä. Kaikkia rakenteita ei pystytä valamaan kerralla kokonaan, joten työsaumat mahdollistavat työn jatkumisen myöhemmin seuraavan työvuoron aikana. Betonin tilavuus muuttuu pääasiassa kuivumisen ja lämpötilojen vaihtelujen aiheuttamien reaktioiden takia, joten on hyvä käyttää saumojä, jotka alentavat näiden muodonmuutosten mahdollisesti aiheuttamia veto- ja puristusjännityksiä betonissa. [10; 13; 14.]



Kuva 23. Periaatteellinen detaili. Seinän vesitiivis työsauma ja liittyminen maanvaraiseen lattiaan sekä rauditusjärjestelyt. [Finnamap Consulting Oy]

9.1 Saumatyypit

9.1.1 Työsaumat

Työsaumat ovat pintoja, jotka erottavat eri aikoina valettuja osia. Ne mahdollistavat rakentamisen jaksottamisen ja saattavat eri osat toimimaan yhtenäisenä rakenteena. Työsaumat voivat olla sekä vaaka- että pystysuuntaisia. Niiden sijainti on usein määritetty jo ennen rakentamisen aloittamista. Työsaumat jaetaan pintaominaisuuksien perusteella pestyihin, karheisiin ja sileisiin työsaumoihin. Pestyistä työsaumoista poistetaan laasti pesemällä tai muulla menetelmällä 2-5 mm syvyydeltä. Karhennetun työsauman karheuden syvyys on 2-5 mm. Vaakasuora työsauma voidaan karheuttaa esimerkiksi harjaamalla betonin pinta ennen sen sitoutumista ja pystysuorassa saumassa voidaan käyttää työsaumaverkkoa. Työsaumat, jotka eivät täytä pestyn tai karhennetun työsauman kriteereitä katsotaan sileiksi. [10; 13, s. 131; 14.]

Sauman tartuntaominaisuuksia määrittäessä pitää huomioida, minkälaisia voimia sauman odotetaan siirtävän. Saumapinnan valmistelu on erittäin tärkeää saumoissa, jotka tarvitsevat hyvän tartunnan eri osien välille. Erityistä huomiota on kiinnitettävä betonin tiivistämiseen. Aikaisemmin valetun rakenteen saumapinta tulisi puhdistaa huolellisesti epäpuhtauksista ja rakennusjätteestä, kuten kuivuneesta irtonaisesta betonista ja kiviaineksesta. Hiekkapuhallus, jonka jälkeen pinta vielä puhdistetaan paineilmalla, on usein ohjeistettu toimenpide. Kiinnitysaineena voidaan käyttää esimerkiksi injektointisementtiä tai eri valmistajien tähän tarkoitukseen kehittämiä tartunta-aineita. Toimivuuden varmistamiseksi uusi rakenne pitää valaa ennen kuin tartunta-aine ehtii kuivua, sillä kuivunut tartunta-ainekerros toimii tartunnanestona. Seinän raudoitus jatketaan läpi tartunnallisen sauman. [10; 13; 14.]

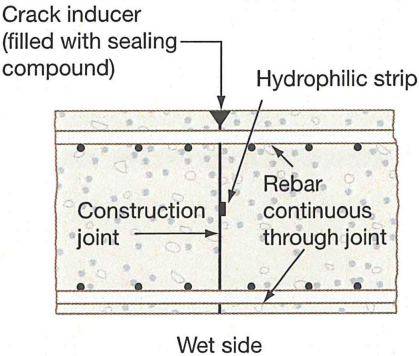
Jos rakenteelle on asetettu tiiviysvaatimuksia, työsaumassa käytetään saumanauhaa tai sauman tiiviys varmistetaan muulla luotettavalla tavalla. Pestyä työsaumaa käytettäessä sauman voidaan olettaa olevan tiivis. Pestyn työsauman vetolujuus kohtisuorassa saumaa vasten on jopa 70 % käytettävän betonin vetolujuudesta. [13, s. 133.]

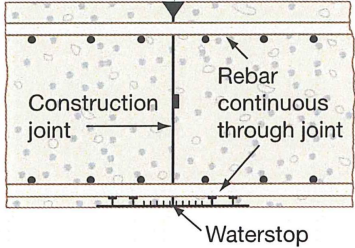
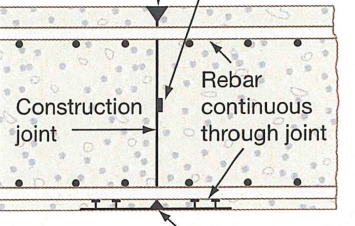
ACI 224.3R-95 ohje betonirakenteiden saumoista esittelee sen suuremmin perustelematta, että seinän saumat tulisi sijoittaa 4,5 - 7,5 metrin välein. Ensimmäinen sauma sijoittuu 4,5 metrin päähän rakenteen päädystä tai nurkasta. Saumaväli

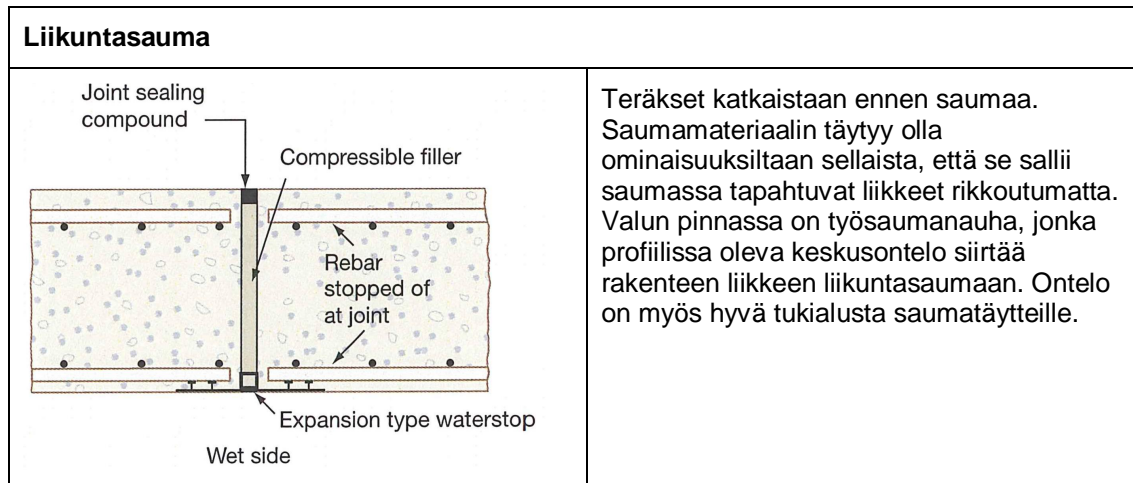
vaikuttaa pieneltä verrattuna esimerkkikohteisiin. Ohjeen mukaan sauma tulisi sijoittaa myös kohtaan, jossa seinän paksuus muuttuu äkillisesti. Seinät, joissa on säännöllisiä aukotuksia, tulisi jakaa saumoihin vähintään 6 metrin välein. Sellaisissa seinissä, joissa rauditus ei kestä raudoitukseen nähden poikittaisia voimia, käytetään saumassa vaarnaa, eli tehdään ns. ponttisauma, joka voidaan toteuttaa esimerkiksi ”kakkosnelosella” laudalla. [10.]

Suosituksat edellisessä kappaleessa saumojen sijainnille ja saumaväleille perustuvat kokemukseräiseen tietoon. Eri ohjeet ja standardit antavat vaihtelevia ja keskenäänkin ristiriitaisia ohjeita saumojen väleistä. Lisätutkimukselle on tarvetta, että saataisiin tutkimukseen perustuva ohjeistus. Seinän sauman tyypin, sijainnin ja saumavälin valinnan ohjeistus edellyttäisi vielä tutkimuksia esimerkiksi ympäristöolosuhteiden ja sääolosuhteiden vaikutuksesta, ympäröivien rakenteiden pakkovoimien seinään kohdistamista rasituksista, erilaisten painumien todennäköisyydestä sekä aukotusten koon ja lukumäärän vaikutuksista seinässä. [10.]

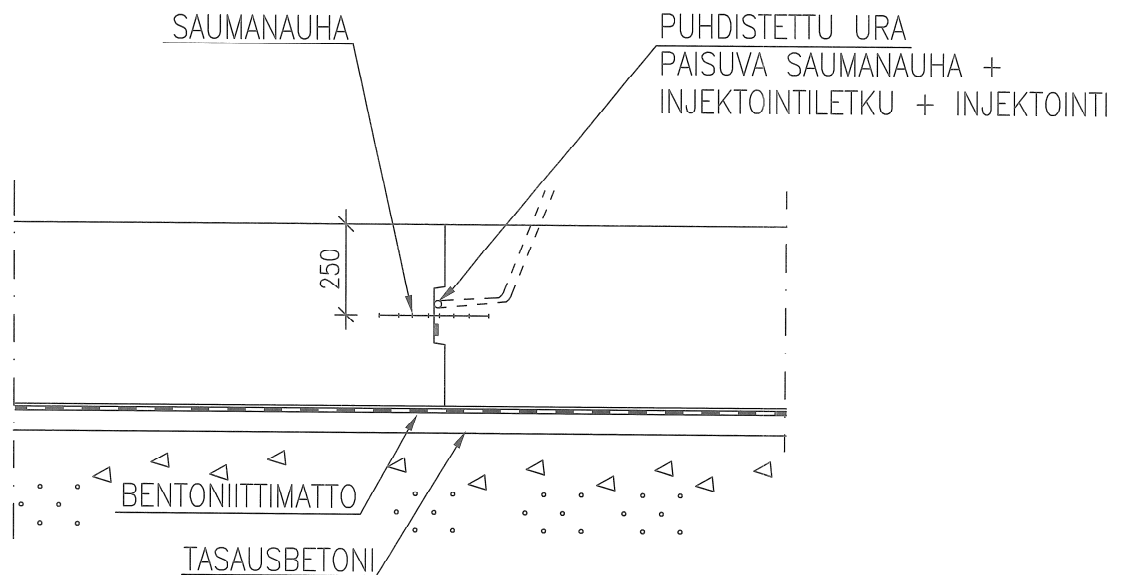
Taulukko 9. Työsaumoja [5, s. 136].

Vesitiiviiden rakenteiden tyypillisiä saumoja	
Työsauma	
 <p>Crack inducer (filled with sealing compound)</p> <p>Hydrophilic strip</p> <p>Rebar continuous through joint</p> <p>Construction joint</p> <p>Wet side</p>	<p>Halkeamanohjausura, jonka avulla halkeaminen tapahtuu halutussa kohdassa. Sauman keskellä on paisuva saumanauha. Paisuvia saumanauhoja käytetään työsaumojen tiivistykseen. Nauha turpoaa sitoessaan itseensä vettä. Turvotessaan se täyttää raot työsaumassa ja puristuu rakennetta vasten. Turpoamispaine pitää sauman tiiviinä. Saumanauha on käsitelty hidasteella, että se ei ehdi turvota tuoreessa betonivalussa olevan veden vaikutuksesta ennen betonin kovettumista. Teräkset ulotetaan työsauman yli.</p>

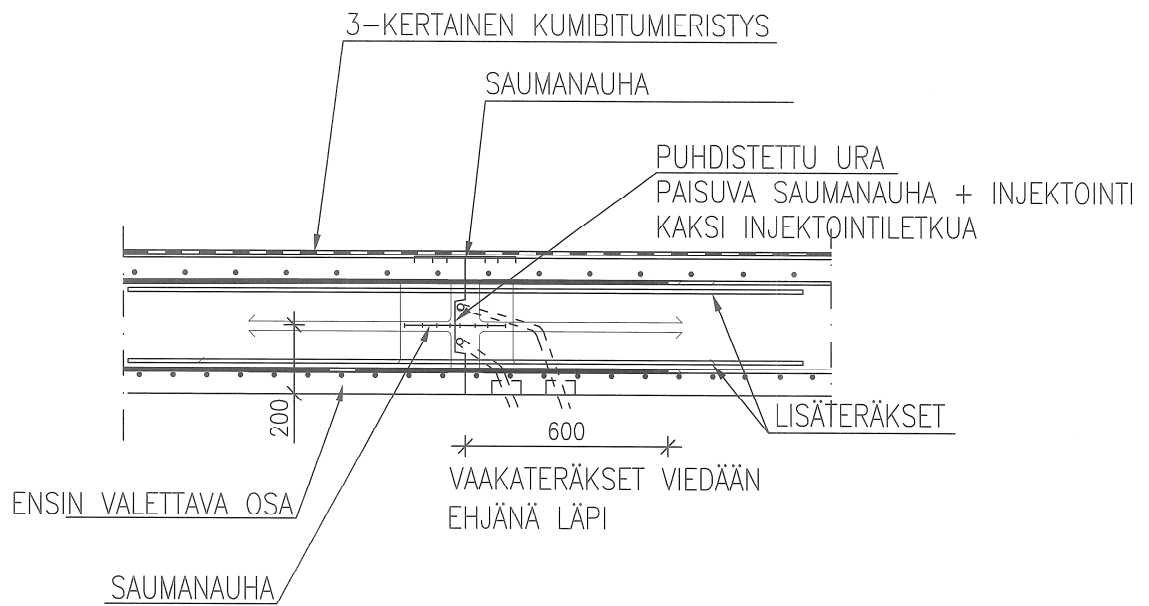
<p>Crack inducer (filled with sealing compound)</p>  <p>Construction joint</p> <p>Rebar continuous through joint</p> <p>Waterstop</p> <p>Wet side</p>	<p>Työsaumanauhaprofiili on asennettu betonirakenteen valun pintaan. Tällaisia nauhoja käytetään perustus- ja kellarirakenteissa sekä lattialaatoissa sekä pysty- että vaakasaumoissa. Seinärakenteissa pintaan asennetut työsaumanauhat kestävät ainoastaan asennuspuolelta tulevaa vedenpainetta. Lattialaatan alapinnalla, jossa vedeneriste tukeutuu alusbetoniin tai asennettaessa pystypinnalle pysyvää betonimuottia vasten, ne kestävät kummaltakin puolelta tulevaa vedenpainetta.</p>
<p>Crack inducer (filled with sealing compound)</p>  <p>Hydrophilic strip</p> <p>Construction joint</p> <p>Rebar continuous through joint</p> <p>Waterstop with crack inducer</p> <p>Wet side</p>	<p>Valun pintaan asennettava työsaumanauhaprofiili, jossa on halkeamanohjauselementti. Työsaumanauhaksi voidaan myös valita valun sisälle asennettava profiili. Tällöin se kiinnitetään surraamalla ympäröivään raudoitukseen. Valun keskellä oleva saumanauha kestää vedenpainetta kummaltakin suunnalta ja ne soveltuvat rakenteisiin, joihin kohdistuu myös sisäpuolinen vedenapaine.</p>



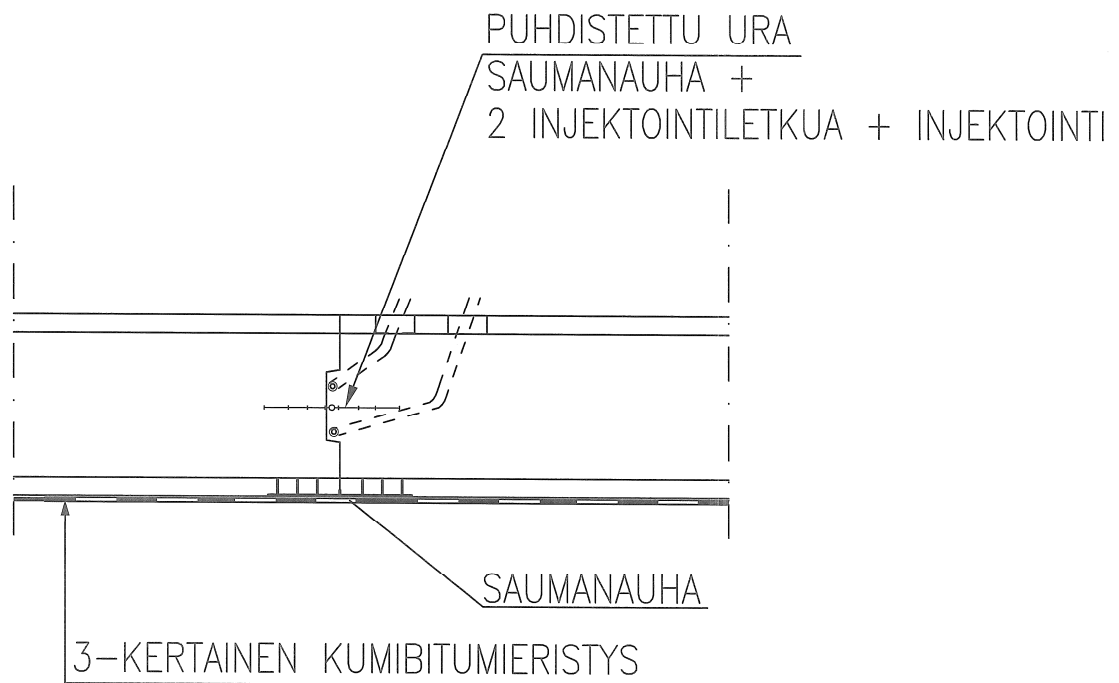
Seuraavissa kuvissa on esimerkkejä erilaisista vesitiiviistä työsaumoista.



Kuva 24. Vesitiiviin pohjalaatan työsauma. (Finnmap Consulting Oy)



Kuva 25. Ulkoseinän vesitiivis työsauma. [Finnmap Consulting Oy]



Kuva 26. Ulkoseinän vesitiivis työsauma. [Finnmap Consulting Oy]

9.1.2 Liikuntasaumat

Lämpötilasta, virumisesta ja kutistumisesta aiheutuvien muodonmuutosten vaikutus tulee ottaa huomioon suunnittelussa. By 61 osan 2.3.3 mukaan talorakenteissa lämpötilan ja kutistumisen vaikutukset voidaan jättää huomiotta, jos rakenne jaetaan osiin liikuntasaumoilla, jotka mahdollistavat siirtymien syntymisen. Lämmitettyjen paikallavalettujen rakenteiden osien pituus on yleensä korkeintaan 25 metriä ja elementtirakenteiden 40 metriä. Kylmissä rakenteissa vastaavat arvot ovat paikallavalurakenteille 13 metriä ja elementtirakenteille 20 metriä. [6, 20, 23]

SFS-EN 1992-3 esittelee liikuntasauvoja koskevia sääntöjä, joiden mukaan voi käyttää kahta pääasiallista vaihtoehtoa:

- a) Mitoittaminen siten, että liike on estetty. Tässä tapauksessa liikuntasauvoja ei käytetä. Halkeamaleveyttä ja -jakoa hallitaan sopivaa raudoitusta käyttämällä kohdan 7.3 sääntöjen mukaisesti.
- b) Mitoittaminen siten, että liike on mahdollinen. Halkeilua hallitaan liikuntasauvojen sijoittelulla. Rakenteeseen sijoitetaan kohtuullinen määrä raudoitusta, joka on riittävä siirtämään liikkeet viereiseen saumaan. Merkittävää halkeilua ei esiinny saumojen välillä. Kun alapuolella oleva betonirakenne rajoittaa tarkasteltavan rakenneosan liikettä, syntyvä pakkovoima voidaan estää tai sitä voidaan pienentää käyttämällä liukumisen sallivaa saumaa [1, s. 22].

Taulukko 10. Vaihtoehtoja koskevat suositukset [1, s. 22].

Vaihtoehto	Tarkastelumenetelmä	Liikuntasauvojen väli	Rauditus
a)	Jatkuva - liike estetty	Yleensä ei saumoja, muutama toisistaan etäälle sijoitettu sauma suotavaa, kun merkittävä pakkomuodonmuutos on odotettavissa.	Rauditus luvun 6 ja kohdan 7.3 (SFS-EN 1992-1-1) mukaisesti.
b)	Tiheässä olevat liikuntasaumat - liikettä estetty mahdollisimman vähän	Saumaväli suurempi arvoista: $\max \left\{ \begin{array}{l} 5 \text{ m} \\ \text{seinän korkeus} \times 1,5 \end{array} \right.$	Rauditus luvun 6 mukaisesti, mutta vähintään kohtien 9.6.2...9.6.4 (SFS-EN 1992-1-1) mukainen vähimmäismäärä.

Kutistumissauma on tarkoituksellisesti luotu heikennyskohta seinässä, joka on saatu aikaiseksi vähentämällä paikallisesti seinän paksuutta, vähentämällä raudoitusta tai tekemällä nämä molemmat. Halkeaminen tapahtuu heikennetyssä kohdassa eikä satunnaisesti ja ennakoimattomasti seinärakenteessa. Kutistumissaumoilla halkeamat voidaan sijoittaa rakenteessa kohtiin joissa ne eivät häiritse ulkonäöllisesti eivätkä heikennä rakenteen yhtenäistä toimivuutta. [10; 13; 14.]

ACI 224.3R-95 ohjeen mukaan kutistumissaumat sijoitetaan samaan linjaan seinässä olevien aukkojen kanssa, jolloin voidaan tehokkaasti estää halkeilua aukkojen kulmissa. Saumaväli voi olla hieman suurempi seinissä, joissa ei ole aukotuksia. Kutistumissauma sijoitetaan n. 3 – 4,5 metrin päähän seinän kulmasta/nurkka/reuna. [10.]

Tällaiset saumat ovat yleensä edullisia ja yksinkertaisia tehdä. Ne tehdään usein käyttämällä puisia, kumisia, muovisia tai metallisia listoja, jotka kiinnitetään muotin sisäpintaan. Nämä listat jättävät kapean pystysuoran uran betonin sisä- ja ulkopintaan. Tällaisen uran syvyys pitäisi olla vähintään $\frac{1}{4}$ (yksi neljäsosa) seinän paksuudesta (esim. 300 mm seinässä 75 mm ura). Ura voidaan tiivistää niin ettei rakenteeseen pääse kosteutta tai kemikaaleja, jotka voisivat aiheuttaa raudoituksen korroosiota. Tiivisteinä voidaan käyttää säänkestävää polyuretaania tai silikonaa, joka säilyttää joustavuutensa myös valun jälkeen. Jos rakenteelta vaaditaan vedenpitävyyttä, ulkopinnan ura voidaan täyttää tukiaineella (saumanauhalla) ja tiivistää pehmeällä taipuisalla tiivisteellä (elastomeerinen tiiviste). Saumaan voidaan asentaa saumanauha, joka estää veden vuotamisen rakenteen läpi saumassa olevia halkeamia pitkin. [10; 13; 14.]

Suositus saumavälistä vaihtelee riippuen seinätyypistä ja käytöstä sekä käyttöolosuhteista. ACI:n ohjeen mukaan suositeltu kutistumissaumojen väli on korkeilla seinillä seinän korkeus ja matalilla seinillä 3 x seinän korkeus. Matalina seininä voidaan pitää seiniä joiden korkeus on alle 2,4 metriä ja korkeina sellaisia seiniä joiden korkeus on yli 3,6 metriä. Tämä saumavälisuositus ottaa huomioon sen, että seinän yläosa jäähtyy ja kutistuu nopeammin kuin seinän alaosa, joka on muutenkin kiinnitetty jäykemmin. Kutistumissaumat sijoitetaan samaan linjaan seinässä olevien aukkojen kanssa, jolloin voidaan tehokkaasti estää halkeilua aukkojen kulmissa. Saumaväli voi olla hieman suurempi seinissä, jossa ei ole aukotuksia, mutta

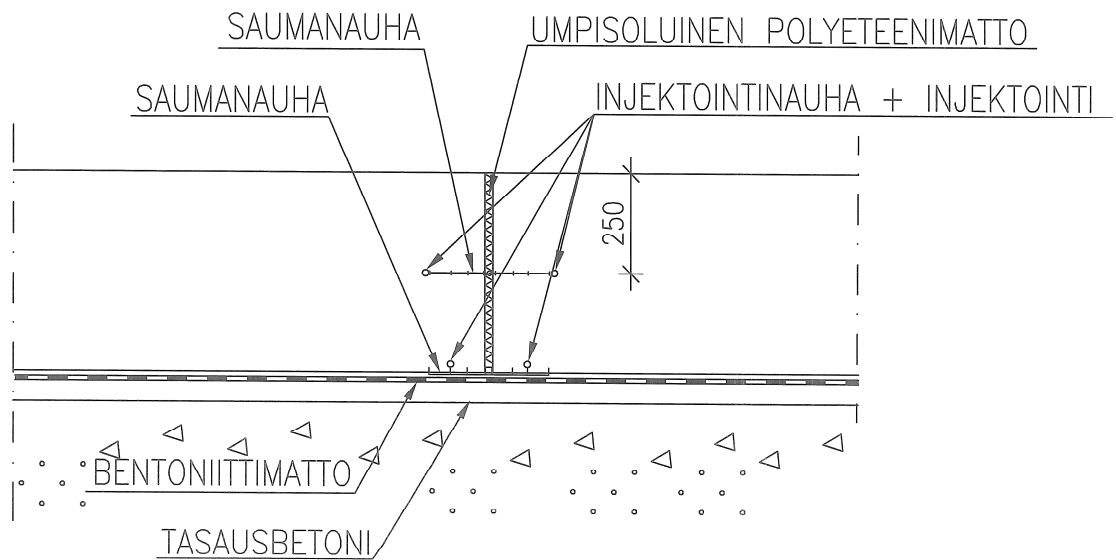
saumavälin ei tulisi ylittää 7,6 metriä. Kutistumissauma sijoitetaan n. 3 – 4,5 metrin päähän seinän kulmasta tai reunasta. [10.]

Suositus raudoituksen sijoituksesta vaihtelevat siitä, että sauman yli ei kulje yhtään rautaa siihen, että puolet raudoituksesta viedään sauman yli. Jälkimmäisessä tapauksessa puhutaan osittaisesta kutistumissaumasta ja näitä saumoja käytetään erityisesti vesitiiviissä rakenteissa. Ellei vesitiiviyttä vaadita, on parempi katkaista raudoitus sauman kohdalla ja tätä kautta sallia rakenteen liikkuminen. Saumat tulee suunnitella siten, että niistä välittyy rakennemallin mukaiset voimat, esimerkiksi stabiiliteettivoimat. [10; 13.]

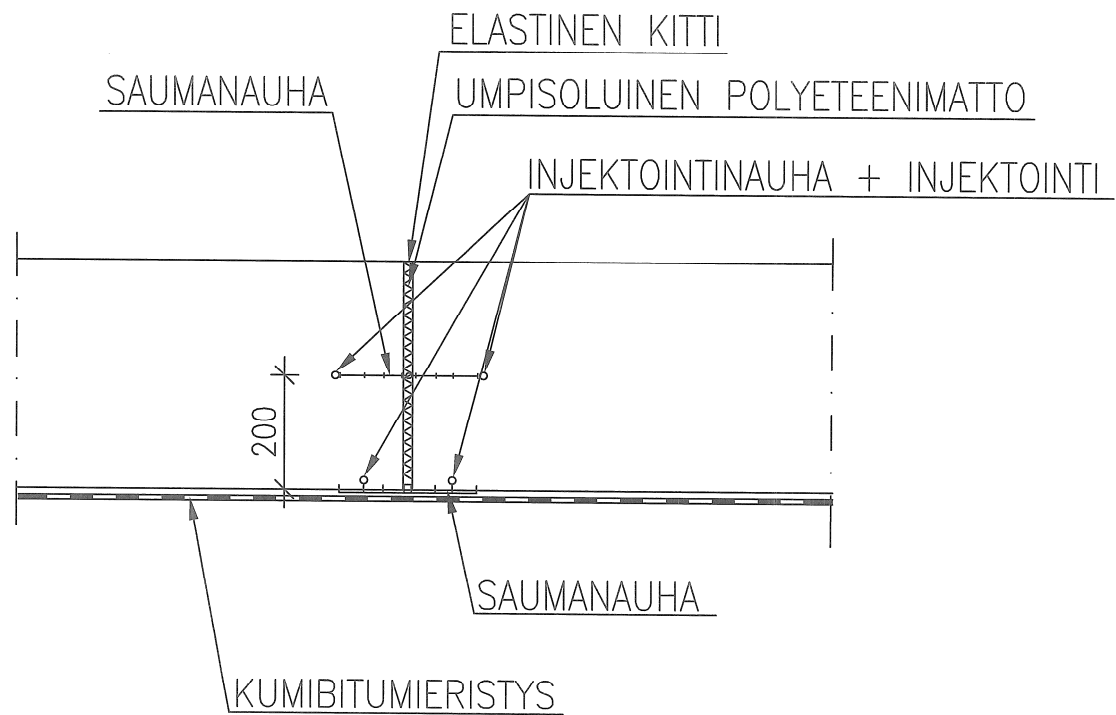
Liikuntasaumat ovat seinissä pystysuoria rakenteen läpi meneviä saumoja. Liikuntasaumat erottavat vierekkäisiä lohkoja tai osia, ja sallivat niiden vapaan liikkeen toistensa suhteen. Kahden vierekkäisen rakennusosan vapaa siirtymä estää näiden osien mahdollisen murskautumisen, kiertymisen, vääntymisen ja kiepahtamisen toistensa suhteen. Edellä mainitut ilmiöt voivat johtua puristusjännityksistä, jotka voivat kehittyä laajenemisesta, hyötykuormasta tai epätasaisesta painumasta. Lämpötilan vaihtelut aiheuttavat myös siirtymiä. Lämpötilan vaihtelun aiheuttamat siirtymät voidaan laskea kertomalla seinän pituus pituuden lämpötilakertoimella ja lämpötilaerolla. Esimerkiksi 30 metriä pitkä seinä 35 asteen lämpötilaerossa voisi siirtyä liikuntasaumassa 10 mm. [10.]

Liikuntasauma saadaan aikaiseksi jättämällä rakenteeseen sen läpi kulkeva väli. Materiaalin tulee olla puristuvaa, elastista, ei-pursuvaa kuten esim. esivalmistettu saumalaite tai korkkitäyttö. Sauman tulee olla suorassa ja jatkuva alhaalta perustuksista ylös asti. Raudoitus katkaistaan 50 - 75 mm ennen saumaa. Vaarnoitusta on mahdollista käyttää, jolloin se sallii liikkeen haluttuun suuntaan. Sauma pitäisi sijoittaa kohtaan jossa seinän suunta muuttuu tai kun kaksi tai useampaa seinää kohtaavat eri suunnista. Suositeltu sauman koko on 10 - 25 mm. [10; 13.]

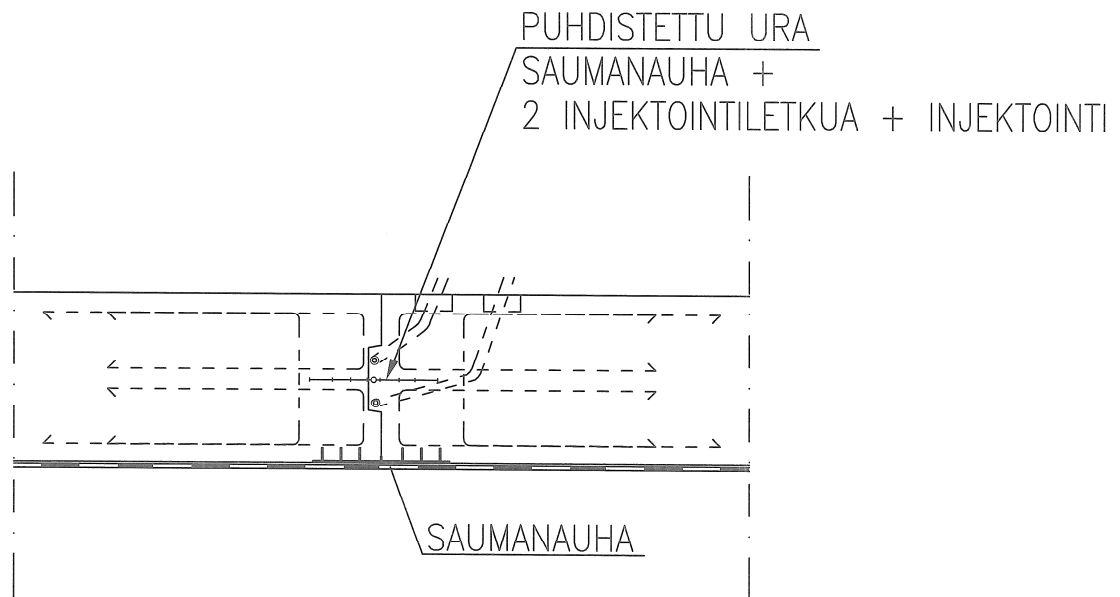
Kutistumissaumojen etuna on, että niitä käytettäessä voidaan valaa isompi osa kerralla, kun taas liikuntasauma on yleensä samalla myös valualueen raja. Liikuntasaumojen etuna on taas paremmin hallittavissa oleva vesitiiveys. Lisäksi tiedetään miten liikuntasauma käyttäytyy ja joustavat materiaalit pitävät sauman tiiviinä. Kutistumissaumoissa ei tarkkaan tiedetä, milloin ja miten sauma todellisuudessa halkeaa ja sauman käyttäytyminen muuttuu kun se halkeaa läpi rakenteen.



Kuva 27. Alapohjalaatan vesitiivis liikuntasäuma. [Finnmap Consulting Oy]



Kuva 28. Ulkoseinä, kellarin vesitiivis liikuntasäuma. [Finnmap Consulting Oy]



Kuva 29. Seinän liikuntasäura. [Finnmap Consulting Oy]

9.2 Massiiviset betonirakenteet

Vesitiiveyden kannalta suurin huolenaihe massiivisissa betonirakenteissa on epätasaisten tilavuusmuutosten aiheuttama halkeilu. Rakenteiden onnistumiseksi suunnittelijan, toteuttajan ja betonin toimittajan yhteistyö on tärkeää. Sementin hydrataatioreaktion lämmönkehitys rakenteen sisällä ja samanaikainen rakenteen ulkopinnan jäähtyminen saavat aikaan lämpötilaeron. Lämpötilaeron aiheuttamia jännityksiä massiivisissa betonirakenteissa pyritään estämään esimerkiksi seuraavilla keinoilla:

- käyttämällä hidasta sementtiä ja tarkoituksenmukaisesti pozzolaania,
- käyttämällä pienintä sementtipitoisuutta, joka vastaa rakenteellisia ja kestävyysvaatimuksia,
- huolellinen runkoaineen valinta ja suhteitus, joilla saadaan paras kestävyys halkeilua vastaan tai suurin vetokestävyys,
- rajoittamalla betonivalun nousunopeutta, jos jäähdytystä ei ole käytössä,
- esijäähdyttämällä betonin ainekset,
- jälkijäähdyttämällä valamisen jälkeen,
- eristämällä suojaamattomat rakenteet kylmässä säässä,

- valitsemalla sellainen ajankohta vuodesta, jolloin valaminen on kaikista ideaalisinta, etenkin sijainniltaan sellaisissa paikoissa joissa on suuret vuodenajanvaihtelut ja valu voidaan tehdä lyhyen ajan sisällä. [10.]

Ylläolevista vaihtoehtoista ilmenee, että rakennesuunnittelijan vaikutusmahdollisuudet rajoittuvat lähinnä siihen, että nämä asiat tuodaan suunnittelupalavereissa muiden osapuolien ja etenkin työmaan tietoon.

Massiivinen betonirakenne jaetaan osiin, jotka erotetaan toisistaan kutistumissaumoilla. Näin hallitaan halkeamien muodostumista, joita massiivisen betonirakenteeseen syntyy kun se lämpenee ja jäähtyy. Saumoihin voidaan myös tehdä tila injektointimassalle. Tiivis massa suurimmissa halkeamissa estää halkeaman etenemisen syvemmälle, mahdollisesti jopa rakenteen läpi. Sijainti ja saumaväli määräytyvät yleensä:

- rakenteen ulkomuodon mukaan,
- lämpötilan seurannan perusteella,
- valutavasta sekä
- betonitehtaan kapasiteetista ja betonin laadusta riippuen. [10]

Vaakasuuntaisia ja lähes vaakasuuntaisia saumoja käytetään massiivisissa betonirakenteissa jakamaan valutyö toteutuksen kannalta sopivan kokosiin osakokonaisuuksiin, tai että rakenteeseen voidaan asentaa sisäänvalettavia tarvikeosia. Työsaumojen väli riippuu massiivisen rakenteen koosta ja tyypistä. Muita huomioon otettavia asioita ovat mm. betonitehtaan kyky toimittaa betonia, vallitsevat sääolosuhteet rakennusaikana, rakentamisaikataulu ja muut lämpötilanhallintavaatimukset. [10.]

10 Vesitiiviin betonirakenteen mitoituksen vaatimukset

Vesitiiviit rakenteet suunnitellaan lähes kokonaan samojen periaatteiden mukaan kuin muutkin teräsbetonirakenteet. Poikkeavaa ovat raudoituksen määrä, tankojako, suojapeitteen paksuus ja betonin erityiset kestävyysvaatimukset. Suunnittelijan tehtävä on määritellä raudoituksen koko ja jako sekä oikea suojapeite, joita tarvitaan halkeaman rajoittamiseen ja betonirakenteen kestävyteen. Normaalit betonirakenteet mitoitetaan murtorajatilassa, jolloin määräävänä tekijänä on yleensä rakenteiden lujuus. Vedenpitäviä rakenteita suunnitellessa lujuus ei yleensä ole määräävä tekijä,

vaan usein on oleellista rajoittaa esimerkiksi betonin halkeamaleveyttä käyttörajatilan vaatimusten mukaisiksi. Halkeamaleveyden rajoittamiseen tarvittava raudoitusmäärä ja tankojako ylittävät monissa tapauksessa määrän, joita murtorajatilan mukainen rakenne vaatisi. [5.]

Suunnittelijalla on kolme vaihtoehtoa lähtiessään mitoittamaan vesitiiviitä betonirakenteita. Hän voi mitoittaa betonirakenteen saumattomana rakenteena siten, että liikettä ei pääse tapahtumaan. Liikuntasauvoja ei käytetä ja halkeamaleveyttä ja halkeamaväliä hallitaan käyttämällä SFS-EN 1992-1-1 kohdan 7.3 sääntöjen mukaisesti sopivaa raudoitusta. Yleensä muitakaan saumoja ei käytetä tässä tapauksessa. Muutama toisistaan etäälle sijoitettu sauma saattaa silti olla järkevää sijoittaa rakenteeseen, jos merkittävä pakkomuodonmuutos on odotettavissa. [1; 15.]

Toinen tapa on estää rakenteen liikettä mahdollisimman vähän ja suunnitella rakenteeseen tiheästi liikuntasauvoja. On tärkeää huomioida, että liikuntasaumat ovat aina yksi potentiaalinen vuotokohta rakenteessa, joten niiden käyttöä kannattaa tarkoin harkita. Niistä tulee aina laatia tarkat suunnitelmat ja merkitä saumojen sijainti suunnitelmiin. Saumojen onnistuminen vaatii huolellisuutta ja osaamista työmaalla. Seinärakenteessa, jossa rakenteen muodonmuutosten sallitaan tapahtuvan mahdollisimman vapaasti, saumaväli on suurempi arvoista 5 m tai seinän korkeus $\times 1,5$. Raudoitusta mitoitetetaan SFS-EN 1992-1-1 luvun 6 mukaisesti mutta vähintään kohtien 9.6.2 - 9.6.4 (seinien pysty-, vaaka- ja poikittaisraudoitus) mukainen vähimmäismäärä. Kolmas tapa on näiden väliltä. Suunnittelija määrittää sopivan saumajaon ja sopivan raudoituksen niin että yliraudoitukselta sekä kalliiden saumojen liialliselta käytöltä vältytään. [1; 11.]

Työ- ja liikuntasauvojen paikkojen määrittäminen on tärkeää ja ne tulee merkitä suunnitelmiin. Saumojen sijainti ja määrä ovat tärkeitä tekijöitä, sillä tarvittavan raudoituksen määrä voi riippua saumajaosta sekä jakautumisen tasaisuudesta rakenteessa. [5; 24.]

Rakennusten taivutusrasitetuissa laatoissa ei tarvitse tehdä erillistä halkeaman rajoittamistoimia, jos kokonaispaksuus on $h \leq 200$ mm. Tämä perustuu SFS-EN 1992-1-1 kohtaan 7.3.3 (1) ja edellyttää että kohdan SFS-EN 1992-1-1 kohdan 9.3 ehdot ovat voimassa. [6; 15.]

Suunnitteluprosessin kulku:

1. Tilaajan tarpeiden ja vaatimusten selvittäminen. Toimivat lähtötietoina suunnittelulle.
 - Näiden perusteella suunnittelun lähtökohtien määrittäminen. Käyttöä, rasitusluokan, vuototilan, tiiviysluokan määrittäminen. Hyväksyttäminen tilaajalla.
2. Rakennuspaikan geoteknisten rajoitusten ja olosuhteiden huolellinen selvittäminen, kuten maapohjatutkimukset kuormitusten laskentaa varten.
3. Rakennemallin valinta, jolla vesitiiviys saavutetaan:
 - raudoitus (estävät liikkeet),
 - saumat (sallivat muodonmuutokset) tai
 - iteraatio (kahden edellisen yhdistelmä).
4. Saumajaon määrittäminen rakennemallin mukaisesti.
5. Saumojen kapasiteetin laskenta ja saumadetaljien suunnittelu.
6. Mitoitus murtorajatilassa.
 - Valitaan betonin lujuusluokka voimasuureiden ja rasitusluokkien perusteella.
 - Lasketaan tarvittava raudoitus murtorajatilassa.
7. Mitoitus käyttörajatilassa.
 - Kutistumahalkeamat.
 - Kuormitusten aiheuttama halkeilu.
 - MRT:ssä saadun raudoitusmäärän kasvattaminen tarvittaessa.
8. Lopullisen betonimassan valinta. Työmaan vaatimusten ja betonitehtaan ehdostusten huomioiminen.
9. Suunnitelmien päivittäminen tarvittaessa betonimassan määrittämisen jälkeen, jos valitun massan lujuus (erityisesti nopeasti kovettuvilla massoilla loppulujuus) eroaa merkittävästi suunnittelulujuudesta. Raudoitusta voidaan joutua lisäämään.
10. Muu tarvittava lisäohjeistus.
 - Jälkihoidon pituuden määrittäminen plastisen kutistuman hallitsemiseen.
 - Saumojen vaatimat toimenpiteet (injektoinnin ajankohta yms.)
11. Saumojen sijoitus (ehdottomasti esitettävä tarkasti suunnitelmissa).

12. Saumojen tarkastus ennen valua.
13. Rakenteen vesitiiveyden testaus esimerkiksi tunkeumakokeella.

11 Johtopäätökset ja pohdintaa

Etsin tutkimuksessani vastauksia kysymyksiin mm. työsaumojen optimivälistä, raudoituksen oikeasta määrästä ja betonimassan koostumuksesta vesitiiviin rakenteen saavuttamiseksi. On turhauttavaa tutkimuksen tekijänä törmätä lukuisten lähteiden kahlaamisen jälkeen lopputulokseen, että kaiken kattavaa selittävää ohjeistusta vesitiiviiden betonirakenteiden mitoittamiseksi ei tällä otannalla löytynyt, eikä tässäkään tutkimuksessa syntynyt. Tarkkojen vastauksien saaminen vaatisi erilaisten rakennemallien ja tapausten systemaattista laskentaa, tutkintaa ja optimointia.

Eurooppalaisia lähteitä lukiessa esille nousee ajatus, että standardin EN-1992 osasta 3 haetaan vastausta ja yhtenäistävää ohjetta myös muiden vesitiiviiden rakenteiden kuin säiliöiden ja siilojen suunnittelemiseksi. Eurooppalaiset ja amerikkalaiset lähteet olivatkin ainoita, jotka esittelivät tiiviysluokkien käytön vesitiiviiden kellarirakenteiden mitoituksen pohjaksi yhdessä yleisten sääntöjen (EN 1992-1-1) kanssa. Eurokoodistandardien kokoamisen pohja-ajatuksena ollut suunnittelumenetelmien yhtenäistäminen vastaa suoraan tutkimuskysymykseen, voiko näitä ohjeita yleisesti soveltaa paikasta riippumatta. Mikäli maan normit sallivat eurokoodien käytön, vesitiiviiden betonirakenteiden mitoitus osan 3 mukaan, huomioiden mahdolliset kansalliset parametrit, on oletettavasti sallittua.

Vesitiiviin betonirakenteen mitoituksen iteraatio tähtää sopivaan raudoitukseen ja mahdollisimman pienten halkeamien muodostumiseen. Lähteet, joihin tutustuin, eivät siis lähde suoraan opastamaan, miten tämä optimointi tulisi tehdä ja miten päästäisiin rakenneteknisesti ja taloudellisesti parhaaseen lopputulokseen. SFS-EN 1992-3 mukainen tiiviysluokitus antaa mielestäni hyvän ohjeen vesitiiviin rakenteen luokittelulle sekä halkeamaleveyden arvon rajoittamiselle. Standardi kuitenkin tarjoaa vain maksimiarvot halkeamille eri tiiviysluokissa, ja suurin haaste annetaan jokaiselle suunnittelijalle itselleen lähteä määrittämään rakenne jännitysten ja lujuuksien kannalta sopiviin osiin, sopivalla raudoituksella ja sopivilla saumoilla.

Ei voi liikaa painottaa asiakkaan ja loppukäyttäjän roolia rakenteiden suunnittelussa. Monissa lähteissä ensimmäinen suunnittelun askel on selvittää mahdollisimman huolellisesti asiakkaan tarpeet ja vaatimukset tilan käytön suhteen. Asiakkaan olisi tärkeää ymmärtää, mitä esimerkiksi erilaiset sallitut vuodot rakenteessa käytännössä tarkoittavat. Vesitiiviin rakenteen onnistuminen vaatii paitsi suunnittelijalta, myös työn toteuttajilta erityistä huolellisuutta. Saumoilla voidaan vähentää raudoituksen tarvetta, mutta niiden käytössä on omat haasteensa. Sauma on itsessään potentiaalinen vuotokohta, riski, jonka suuruutta kasvattaa se, että niiden asennus on työtekniisesti hankalaa ja pinnat vaativat työmaalla huolellisia esikäsitteilytoimenpiteitä mm. tartuntapintojen valmistelussa. Epäonnistunut tartuntapinta voi toimiakin odotuksien vastaisesti tartunnanestona, jolloin saumalta haluttu vesitiiviys sekä rakennetekninen toiminta on menetetty. Suunnittelijan ja valmistajan yhteistyö vesitiiviin rakenteen aikaansaamiseksi on myös tärkeää. Betonin valmistaja ilmoittaa, mitä betonilaatuja ja lujuusluokkia voidaan käyttää vedenpitävyyttä edellyttävissä rakenteissa.

Vesitiiviin betonirakenteen suunnittelu edellyttää myös perehtymistä erilaisiin saumamateriaaleihin ja -profiileihin. Kun saumojen rakennetekninen ja -fysikaalinen toiminta ymmärretään, näitä ominaisuuksia voidaan hyödyntää vesitiiveyden saavuttamisessa. Kustannusteknisesti tämä perehtyminen on järkevää, koska silloin voidaan valita rakenteeseen rakenne- ja työtekniisesti sopivat saumat. Saumamateriaaleja ja -profiileja on markkinoilla kotimaisten sekä ulkomaisten toimijoiden laajasti edustamina, ja useat valmistajat tarjoavat tuotteilleen hyviä ja kattavia ohjeita sauman ominaisuuksista, oikeasta valinnasta ja tuotteen asennuksesta.

Vesitiivistä betonirakennetta ei voi termein määritellä törmäämättä vääjäämättömästi betonin ominaisuuteen halkeilla. Tämän tutkimuksen teoriaosuuden painopisteessä esiintyy hallitsevasti halkeamien muodostumisen teoreettinen ymmärtäminen ja laskentamenetelmien esitleminen, niitä sen tarkemmin arvioimatta tai kyseenalaistamatta. Pitää muistaa, että suunnittelijan tulee teoreettisen laskemisen ja raja-arvojen määrittämisen lisäksi ymmärtää esimerkiksi rasitusolosuhteet, joissa rakenne on koko käyttöikänsä ajan. Vesitiiviin betonirakenteen suunnittelijalla tulee siis olla syvä ja kattava tietämys betonin ominaisuuksista, teräsbetonirakenteiden toiminnasta sekä lyhyen ja pitkän aikavälin muodonmuutoksista.

Ainoa varmuus rakenteen lopullisesta vesitiiveydestä saadaan rakenteen valmistumisen jälkeen tehtävällä tiiviyskokeella, jonka jälkeen tiiveyden parantamiseksi

tehtävät toimenpiteet rajoittuvat esimerkiksi injektointiin. Vaihtoehtoisesti rakenteen vesitiiveyttä voidaan parantaa Suomen markkinoillakin enenevässä määrin jalansijaa ottavalla paljon ajatuksia ja kysymyksiä herättävällä kristallisointitekniikalla (kauppanimi Xypex). Kristallisoinnissa sementinkaltainen epäorgaaninen aine, joka joutuessaan veden kanssa kosketuksiin kiteytyy, tukkii halkeamat ja estää veden etenemisen sekä kapillaarisen nousun rakenteessa. Aineella voidaan käsitellä jo valmiita, uusia tai vanhoja, betonipintoja, tai se voidaan sekoittaa betoniin valmistuksen yhteydessä lisäaineena. Kristallisointitekniikka tarjoaa houkuttelevan ja varteenotettavan vaihtoehdon betonin vesitiiveyden varmistamiseksi, sillä se ei tee rakenteeseen vedeneristyspintaa vaan se tekee koko rakenteesta vesitiiviin, myös pinnalle siveltynä, ja toimii rakenteessa koko sen käyttöiän ajan. Kristallisointi ei kuitenkaan anna helpotuksia vesitiiviin rakenteen mitoitukselle, mutta se toimii parantavana ja varmistavana tekijänä rakenteen toiminnan kannalta. [26.]

Lähteet

- 1 SFS-EN 1992-3 Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 3: Nestesäiliöt ja siilot. Vahvistettu 16.10.2006
- 2 SFS-EN 12390-8 Kovettuneen betonin testaus. Osa 8: Paineellisen veden tunkeutumasyvyys. 2. painos. Vahvistettu 25.5.2009
- 3 RT 83-11032 Vedenpaineeneristys. Ohjeet. Kesäkuu 2011. Rakennustietosäätiö RTS.
- 4 Betonityömaaohje. Työmaan aloituskokouksen valmisbetonin toimitussuunnitelma. Rakennustuoteteollisuus RTT ry. Valmisbetonijaos. Verkkojulkaisu pdf (www.rudus.fi/aineistot/ohjeet). Luettu 7.2.2013.
- 5 Standard Method of Detailing Structural Concrete. A manual for best practice.. 3rd edition. The Institution of Structural Engineers, London 2006.
- 6 SFS-EN 1992-1-1 Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Vahvistettu 30.5.2005
- 7 Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 2009. RIL 207-2009 Geotekninen suunnittelu. Eurokoodin EN 1997-1 suunnitteluohje. Hansaprint Oy, Vantaa 2009.
- 8 Mirja Ruotsala. 2011. Ratojen tukiseinien mitoittaminen Eurokoodilla, Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 26/2011. Verkkojulkaisu pdf (www.liikennevirasto.fi). Liikennevirasto. Luettu 7.2.2013
- 9 By 201 Betonitekniiikan oppikirja, viides, uudistettu painos. Suomen Betoniyhdistys r.y. Gummerus Kirjapaino Oy, Jyväskylä 2005.
- 10 ACI 244.3R-95 Joints in Concrete Construction. Reported by ACI Committee 224. American Concrete Institute 1995, reapproved 2001
- 11 Bussell M.N. and Cather R. 1995. Design and Construction of Joints in Concrete Structures. CIRIA Construction Industry Research and Information Association. Report 146.
- 12 British Standard BS EN 1992-3:2006. Eurocode 2. Design of concrete structures. Part 3: Liquid retaining and containment structures.
- 13 By 50 Betoninormit 2012. Suomen Betoniyhdistys r.y. BY-Koulutus Oy. Esa Print Oy, Lahti 2012.

- 14 By 210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008. Suomen Betoniyhdistys r.y. Suomen Betonitieto Oy. Gummerus Kirjapaino Oy, Jyväskylä 2008.
- 15 Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan. Osa 2: Betonirakenteiden suunnitteluperusteet. Verkkajulkaisu pdf (www.eurocodes.fi). Rakennustuoteteollisuus RTT ry, betonteollisuus -jaosto. Versio 3.3.2009. Luettu 8.3.2013.
- 16 By 51 Betonirakenteiden käyttöikäsuunnittelu 2007. Suomen Betoniyhdistys r.y. Suomen Betonitieto Oy. Frenckellin Kirjapaino Oy, Espoo 2007.
- 17 Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1992-3 Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 3: Nestesäiliöt ja silot. Ympäristöministeriön asetus Eurocode-standardien soveltamisesta talonrakentamisessa annetun asetuksen muuttamisessa. Annettu Helsingissä 30.9.2009.
- 18 Bamforth, Phil. 2010. The development of a revised unified approach for the design of reinforcement to control cracking in concrete resulting from restrained contraction. Final Report. ICE Research Project 0706. Institution of Civil Engineers.
- 19 Nykyri, Pekka. 2013. Eurokoodikoulutus. EC2, Betonirakenteet. Betonirakenteiden suunnittelu SFS-EN 1992. Käyttörajatila. Luku 7. Oulun seudun ammattikorkeakoulu. Luentoaineisto.
- 20 Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1992-1-1 Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Annettu Helsingissä 15.10.2007.
- 21 SFS-EN1992-2 + AC Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Betonisillat. Mitoittaminen ja yksityiskohtien suunnittelu. Vahvistettu 16.5.2006.
- 22 Tietoa betonista. Tietoa betonista suunnittelijalle. Betonin rasitusluokat yleisesti. Finnsementti Oy. Internet julkaisu pdf. (<http://www.finnsementti.fi/tietoa-betonista/tietoa-betonista-suunnittelijalle/betonin-rasitusluokat-lyhyesti>) Luettu 19.3.2013.
- 23 Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. Suomen Betoniyhdistys ry. RIL 202-2011/by 61. 2011. Betonirakenteiden suunnitteluohje. Eurokoodit EN 1992-1-1 ja EN 1992-1-2. Saarijärven Offset Oy.
- 24 Suomen Betonilattiayhdistys Ry. 2013. Betonilattiapäivä 2013. Luentomateriaali. Betonilattioiden suunnitteluohjeet ja pinnoitus. Heureka, Vantaa 26.3.2013.
- 25 Söderlund, Klaus. 2004. Betoniset säiliörakenteet. Verkkajulkaisu doc (www.betoniyhdistys.fi). Betoniyhdistys. Luettu 8.3.2013

- 26 XYPEX - Epäorgaaniset sementtipohjaiset tuotteet, jotka kiteytyessään tekevät betonin vesitiiviiksi. Tekninen viikkoluento, Finnmap Consulting Oy. 19.4.2013. Ronald Sulin. Insinööritoimisto Sulin Oy.